

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:

INGENIEROS CIVILES

TEMA:

**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO PARA EL
RECINTO LOS GUAYABILLOS DE LA PARROQUIA BELLAVISTA DEL
CANTÓN SANTA CRUZ, PROVINCIA DE GALÁPAGOS**

AUTORES:

MORENO TORRES WINTIN ROBINSON

TUZA PAJUNIA LUIS RODRIGO

TUTOR:

VERÓNICA VALERIA YÉPEZ MARTÍNEZ

Quito, agosto del 2019

CESIÓN DE DERECHOS DE LOS AUTORES

Nosotros, Moreno Torres Wintin Robinson, con documento de identificación N° 1714773395 y Tuza Pajunia Luis Rodrigo con documento de identificación N° 1717655417, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación intitulado: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO PARA EL RECINTO LOS GUAYABILLOS DE LA PARROQUIA BELLAVISTA DEL CANTÓN SANTA CRUZ, PROVINCIA DE GALÁPAGOS; mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: **Ingenieros Civiles**, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en mi condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que hago entrega del trabajo final en formato impreso y digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.



Moreno Torres Wintin Robinson

C.I. 1714773395



Tuza Pajunia Luis Rodrigo

C.I. 1717655417

Quito, agosto del 2019

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO PARA EL RECINTO LOS GUAYABILLOS DE LA PARROQUIA BELLAVISTA DEL CANTÓN SANTA CRUZ, PROVINCIA DE GALÁPAGOS. Realizado por los estudiantes: Moreno Torres Wintin Robinson y Tuza Pajunia Luis Rodrigo, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerados como trabajo final de titulación.

Quito, agosto del 2019



Ing. Verónica Valeria Yépez Martínez

C.I: 1711285591

DEDICATORIA

El trabajo de tesis está dedicada a toda mi familia, que de una u otra forma colaboraron y apoyaron en el camino para culminar con los estudios en la Universidad.

A mis hijos Robinson y Damaris, que supieron entenderme y ayudarme en el camino de estudiante y de manera especial a mi esposa Susana que supo entenderme y apoyarme con su esfuerzo y dedicación de manera incondicional en el largo camino.

A mis padres José Moreno y Angelina Torres que supieron guiarme en el camino de la vida con sus consejos y apoyo incondicional.

También dedico a mis hermanos José y familia, Eduardo y familia, Manix y familia que de una u otra forma fueron un pilar y contribuyeron para llegar al final de la carrera.

Este trabajo de titulación está dedicado de manera muy especial a una persona que fue el mentor y con su apoyo moral, económico, profesional y esfuerzo supo guiarme, aconsejarme y sus palabras fueron un pilar en el camino de la culminación de la carrera en la Universidad, mi hermano Manix Moreno.

ROBINSON MORENO

AGRADECIMIENTO

Agradezco de manera especial a toda mi familia en general que ayudaron y colaboraron en el camino de estudiante en la Universidad.

A los docentes que supieron impartir sus conocimientos en toda la carrea estudiantil.

A la ingeniera Verónica Yépez, por ayudarnos y guiarnos en la elaboración del trabajo de proyecto de titulación.

A mi compañero de tesis Luis Tuza, que con su apoyo y esfuerzo también aportó para la elaboración del proyecto.

También agradezco a mi hermano Manix Moreno por su apoyo profesional, que supo guiarnos e incentivarnos en la elaboración del proyecto.

ROBINSON MORENO

DEDICATORIA

A mis padres Manuel Tuza y Olga Pajunia, por apoyarme y guiar mis pasos hasta alcanzar tan anhelado sueño que es llegar a ser un profesional.

A mi hermana Janeth Tuza, mi cuñado Edison Ulco y a mi sobrino Lenin Ulco por el apoyo incondicional que me brindan.

A mis amores Sandra Ulco y Damaris Tuza quienes son el apoyo fundamental de mi vida, y quienes saben el sacrificio y esfuerzo que pasamos, para lograr nuestro objetivo.

Esta tesis es para mi familia y por mi familia.

LUIS TUZA

AGREDICIMIENTO

Agradezco a mi familia por apoyarme siempre y estar a mi lado en las buenas y en las malas, por ser pilares fundamentales en mi formación como profesional.

A los docentes que nos apoyaron e impartieron consejos constructivos durante toda la carrera universitaria.

A la Ingeniera Verónica Yépez por guiarnos y ayudarnos a concluir el proyecto de tesis.

A mi compañero de tesis Robinson Moreno por el tiempo y esfuerzo que dedico a este proyecto.

El especial agradecimiento al Ingeniero Manix Moreno, que con su experiencia nos ayudó desinteresadamente y fue un guía fundamental durante la elaboración del proyecto de titulación.

LUIS TUZA

ÍNDICE

CESIÓN DE DERECHOS DE LOS AUTORES.....	ii
DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
DEDICATORIA	vi
AGREDICIMIENTO.....	vii
ÍNDICE	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xvi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xviii
RESUMEN.....	xix
ABSTRACT	xx
Capítulo I	1
Antecedentes y generalidades	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Antecedentes.....	1
1.3 Información básica.....	2
1.3.1 Ubicación geográfica.....	2
1.3.2 Clima.....	2
1.3.3 Topografía.....	3
1.3.4 Tipo de suelo.....	3
1.3.5 Descripción poblacional.....	3

1.3.6	Servicios básicos existentes.....	3
1.4	Objetivos.....	4
1.4.1	Objetivo general.	4
1.4.2	Objetivos específicos.....	4
1.5	Alcance.	4
1.6	Diagnóstico de los sistemas existentes.	5
1.6.1	Agua potable.....	5
1.6.2	Saneamiento.	5
1.7	Presentación de alternativas.....	5
1.7.1	Captación de agua.....	5
1.7.1.1	Captación “El Gallito”.	5
1.7.1.2	Pozo Profundo Bellavista.....	6
1.7.1.3	Perforación de un Nuevo Pozo Profundo “Los Guayabillos”	6
1.7.1.4	Otras formas de abastecimiento.....	6
1.7.1.5	Selección de alternativas.....	6
1.7.2	Saneamiento.	8
1.7.2.1	Sistema de alcantarillado sanitario con planta de tratamiento de aguas servidas.....	8
1.7.2.2	Pozo Séptico.	8
1.7.2.3	Letrinización.	8
1.7.2.4	Biodigestores.	9
1.7.2.5	Selección de alternativas.....	9

Capítulo II.....	11
Bases de diseño	11
2.1. Generalidades.....	11
2.2. Período de diseño.....	11
2.3. Población de diseño.....	11
2.4. Índice de crecimiento.....	11
2.5. Estimación de la población futura.....	13
2.6. Dotación de agua.....	15
2.7. Variación de consumo.....	16
2.7.1 Caudal medio diario (Qmd).	16
2.7.2. Caudal máximo diario (QMD).....	17
2.7.3. Caudal máximo horario (QMH).....	17
2.7.4. Caudal contra incendios.	18
2.8. Caudales de diseño.....	18
2.8.1 Fuente de abastecimiento.....	18
2.8.2 Captación.....	18
2.8.3 Conducción.	18
2.8.4 Tratamiento.	19
2.9. Volúmenes de almacenamiento.....	19
Capítulo III	20
Diseño del sistema de agua potable	20
3.1 Componentes del sistema.....	20

3.1.1 Captación pozo profundo.	20
3.1.2 Estación de bombeo.	21
3.1.3 Línea de impulsión.	21
3.1.3.1 Carga Dinámica Total.	23
3.1.3.2 Pérdidas por altura.	23
3.1.3.3 Pérdida en la tubería de impulsión (pérdida por tramo).	24
3.1.3.4 Pérdida por velocidad.	24
3.1.3.5 Pérdidas menores.	24
3.1.3.6 Altura de reserva.	24
3.1.3.7 Potencia del equipo de bombeo.	25
3.1.3.8 Verificación del golpe de ariete.	25
3.1.4 Planta de tratamiento.	27
3.1.4.1 Calidad de agua.	27
3.1.5 Aireación.	31
3.1.5.1 Aireador de bandejas.	31
3.1.6 Sedimentador.	35
3.1.7 Filtración.	39
3.1.7.1 Filtros lentos convencionales.	40
3.1.8 Desalinización de agua.	40
a. Desalinización por congelación.	40
b. Desalinización mediante formación de hidratos.	41
c. Osmosis inversa.	41

3.1.8.1 Planta desalinizadora (Osmosis inversa).....	42
3.1.8.2 Aspectos importantes a considerar.....	43
3.1.9 Reserva baja y alta.	43
3.1.10 Línea de conducción.	45
3.1.10.1 Carga Dinámica Total.	47
3.1.10.2 Pérdidas por altura de conducción.	47
3.1.10.3 Pérdida en la tubería de conducción (perdida por tramo).	47
3.1.10.4 Pérdida por velocidad.....	47
3.1.10.5 Pérdidas menores.	47
3.1.10.6 Altura de reserva.	48
3.1.10.7 Potencia del equipo de bombeo.....	48
3.1.10.8 Verificación del golpe de ariete	49
3.1.11 Red de distribución y conexiones domiciliarias.....	51
3.1.11.1 Trazado de la red.....	52
3.1.11.2 Parámetros de diseño de la red de distribución.....	53
3.1.11.3 Presión.....	54
3.1.11.4 Velocidad.	54
3.1.11.5 Diámetros.....	54
3.1.11.6 Cálculos hidráulicos.....	54
Capítulo IV	56
Saneamiento	56
4.1 Generalidades.....	56

4.2 Alternativas.....	56
4.3 Biodigestores.....	56
4.3.1 Consideraciones a tener en cuenta para el biodigestor.....	57
4.4 Componentes del sistema.....	57
4.4.1 Biodigestores Unifamiliares.....	57
4.4.1.2 Funcionamiento.....	58
4.4.1.3 Características.....	59
4.4.1.4 Localización.....	60
Capítulo V.....	61
Impacto ambiental.....	61
5.1 Generalidades.....	61
5.2 Impactos positivos.....	61
5.3 Impactos negativos.....	62
5.4 Identificación y evaluación de impactos.....	63
5.4.1 Impactos ambientales durante la fase de estudios y diseño.....	63
5.4.2 Impactos ambientales durante la fase constructiva.....	63
5.4.2.1 Impactos positivos.....	63
5.4.2.2 Impactos negativos.....	64
5.4.3 Impactos ambientales durante la fase de operación y mantenimiento..	64
5.4.3.1 Impactos positivos.....	64
5.4.3.2 Impactos negativos.....	64
5.5 Evaluación de impactos.....	64

5.5.1 Matriz de Leopold.	65
5.6 Medidas de mitigación.	69
5.6.1 Medidas mitigación del proyecto.	70
Capítulo VI	71
Presupuesto	71
6.1 Volúmenes de obra.....	71
6.2 Presupuesto referencial.	71
6.3 Análisis de precios unitarios (APUS).	71
6.3.1 Costos indirectos.	72
6.3.2 Equipos.....	73
6.3.3 Mano de obra.....	74
6.3.4 Materiales.....	74
6.4 Cronograma valorado de trabajos.	74
6.5 Ruta crítica.	75
Capítulo VII.....	76
Análisis económico y financiero.....	76
7.1 Análisis financiero.	76
7.1.1 Egresos por operación y mantenimiento.	76
7.1.2 Ingresos.	77
7.1.2.1 Beneficios valorados	78
7.2 Análisis económico.	80
7.3 Indicadores económicos.....	82

Capítulo VIII	84
Conclusiones y recomendaciones	84
8.1 Conclusiones.	84
8.2 Recomendaciones.....	85
Referencias.....	87
ANEXOS	90

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Resumen de fuentes de captación.	7
Tabla 2. Resumen de alternativas de saneamiento.....	9
Tabla 3. Población de la Parroquia Bellavista.	12
Tabla 4. Población del Cantón Santa Cruz.....	12
Tabla 5. Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de agua, disposición de excretas y residuos líquidos.	15
Tabla 6. Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio.	16
Tabla 7. Porcentajes de fugas a considerarse.	16
Tabla 8. Pérdidas y velocidades en función del diámetro.	23
Tabla 9. Valores de E según materiales.	26
Tabla 10. Análisis físico-químico-bacteriológico.	29
Tabla 11. Parámetros de diseño: aireador de bandejas.	32
Tabla 12. Velocidades de sedimentación para diferentes diámetros de partícula.	37
Tabla 13. Características de la arena.....	40
Tabla 14. Características de la grava.....	40
Tabla 15. Dimensiones reserva baja (ferrocemento).....	44
Tabla 16. Dimensiones reserva alta (Rectangular)	44
Tabla 17. Pérdidas y velocidades en función de los diámetros.....	46
Tabla 18. Valores de E según materiales.	50
Tabla 19. Resultados en los diferentes tramos de tuberías.....	54
Tabla 20. Resultado de los diferentes nudos del sistema.	55
Tabla 21. Ficha técnica del biodigestor.	58
Tabla 22. Clasificación de actividades.....	65

Tabla 23. Matriz de Leopold.....	67
Tabla 24. Matriz de Leopold referencial.....	68
Tabla 25. Costos indirectos y utilidad.....	72
Tabla 26. Equipo de trabajo.	73
Tabla 27. Mano de obra del proyecto.....	74
Tabla 28. Costos de operación y mantenimiento.	76
Tabla 29. Costo de operación y mantenimiento.....	77
Tabla 30. Ingresos por venta de servicios.	78
Tabla 31. Beneficios valorados (atención médica)	79
Tabla 32. Flujo de caja.....	81
Tabla 33. Indicadores de rentabilidad.....	83

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Ubicación zona de estudio.	2
<i>Figura 2.</i> Población flotante general de Galápagos	14
Figure 3. Esquema general.....	20
Figura 4. Valores de Salinidad y límites máximos permisibles (línea roja; Presidencia de la República, 2004) para aguas de consumo humano y uso doméstico (que únicamente requieren tratamiento convencional).	30
Figura 5. Zonas del sedimentador	35
<i>Figura 6.</i> Red de distribución	53
<i>Figura 7.</i> Biodigestores unifamiliares para 5 usuarios	57

RESUMEN

El cantón Santa Cruz de la provincia de Galápagos no cuenta con un sistema de agua potable y saneamiento, la falta de estos dos sistemas muy indispensables ha sido causa de malestar en los habitantes del sector debido a los problemas de salud que existe.

El objetivo del proyecto es dar una solución a estos problemas con la implementación del sistema de agua potable y saneamiento para el Recinto los Guayabillos.

El sistema de agua potable consta de una captación de pozo profundo, el agua cruda con la ayuda de una bomba sumergible será impulsada hasta la planta de tratamiento que consta en su primera instancia de un aireador de bandejas, sedimentador y filtración para acumular agua en la reserva baja 1, de la cual ingresa a la planta desalinizadora, dando como resultado agua apta para el consumo humano y acumulada en el tanque de reserva baja 2, por medio de bombeo se eleva agua potable hasta la reserva alta de 20 m³, para su posterior distribución a la población. El sistema está diseñado siguiendo las normas vigentes de la SENAGUA.

El sistema de saneamiento se lo realiza por medio de biodigestores unifamiliares, con arrastre de agua.

El análisis de impacto ambiental nos ayudará a dar soluciones a posibles afectaciones que pueda presentar la ejecución del proyecto.

Mediante el análisis económico y financiero, los indicadores económicos (VAN, TIR, B/C), determinan que la ejecución del proyecto es viable hasta el fin del periodo de diseño.

Palabras clave: Aireador, bomba sumergible, desalinizadora, distribución, filtración, pozo profundo, sedimentador.

ABSTRACT

The Santa Cruz canton of the Galápagos province does not have a potable water and sanitation system, the lack of these two very essential systems has caused discomfort among the inhabitants of the sector due to the health problems that exist.

The objective of the project is to provide a solution to these problems with the implementation of the potable water and sanitation system for the Los Guayabillos enclosure.

The potable water system consists of a deep well catchment, the raw water with the help of a submersible pump will be driven to the treatment plant that consists in its first instance of a tray aerator, settler and suitable to accumulate water in the low reserve 1, of which the desalination plant, as a result of water suitable for human consumption and accumulated in the low reserve tank 2, by means of pumping it rises to the high reserve of 20 m³, for its subsequent distribution to the population. The system is designed following the current standards of SENAGUA.

The sanitation system is carried out by means of single-family biodigesters, with water drag.

The environmental impact analysis will help us to give solutions to possible effects that the execution of the project may present.

Through economic and financial analysis, the economic indicators (VAN, TIR, B/C), determine that the execution of the project is viable until the end of the design period.

Keywords: Aerator, deep well, desalination, distribution, filtration, settler, submersible pump.

Capítulo I

Antecedentes y generalidades

1.1 Introducción.

En el cantón Santa Cruz de la provincia de Galápagos, en los últimos años se ha dado un crecimiento poblacional considerable, tanto de los nativos residentes como población flotante resultado del turismo; los mismos que se están desplazando hacia la parte alta de la isla, uno de estos lugares es el Recinto Los Guayabillos perteneciente a la parroquia Bellavista, población que va en desarrollo progresivo por su cercanía a Puerto Ayora. Esta situación ha generado el incremento en la demanda de servicios básicos como son agua potable y alcantarillado; cabe señalar que en el cantón Santa Cruz no existen fuentes de agua dulce, por lo que acrecienta la necesidad de implementar métodos de potabilización del agua salobre que se extrae de pozos o grietas existentes, a fin de dotar agua apta para el consumo humano. Otra de las necesidades que se presenta es la implementación de un sistema seguro para el tratamiento de aguas servidas.

1.2 Antecedentes.

El Recinto Los Guayabillos no cuenta con agua apta para el consumo humano ni un sistema de recolección de aguas servidas, por tanto, se propone el diseño del sistema de agua potable y saneamiento, con la finalidad de conseguir una mejora en la calidad de vida de los pobladores, evitando enfermedades de origen hídrico, así como también la contaminación del entorno natural.

1.3 Información básica.

1.3.1 Ubicación geográfica.

El Recinto Los Guayabillos pertenece a la parroquia Bellavista del cantón Santa Cruz, provincia de Galápagos, esta parroquia limita al Norte, Sur y Oeste con el Parque Nacional Galápagos y al Este con la Parroquia Santa Rosa. (GADMSC, 2012)

Los Guayabillos se encuentra situado en las coordenadas UTM 9923338.188 N; 796128.565 S, con una altitud de 193.22 m.s.n.m. a 7 Km al Norte de Puerto Ayora, con una extensión aproximada de 100 Ha.

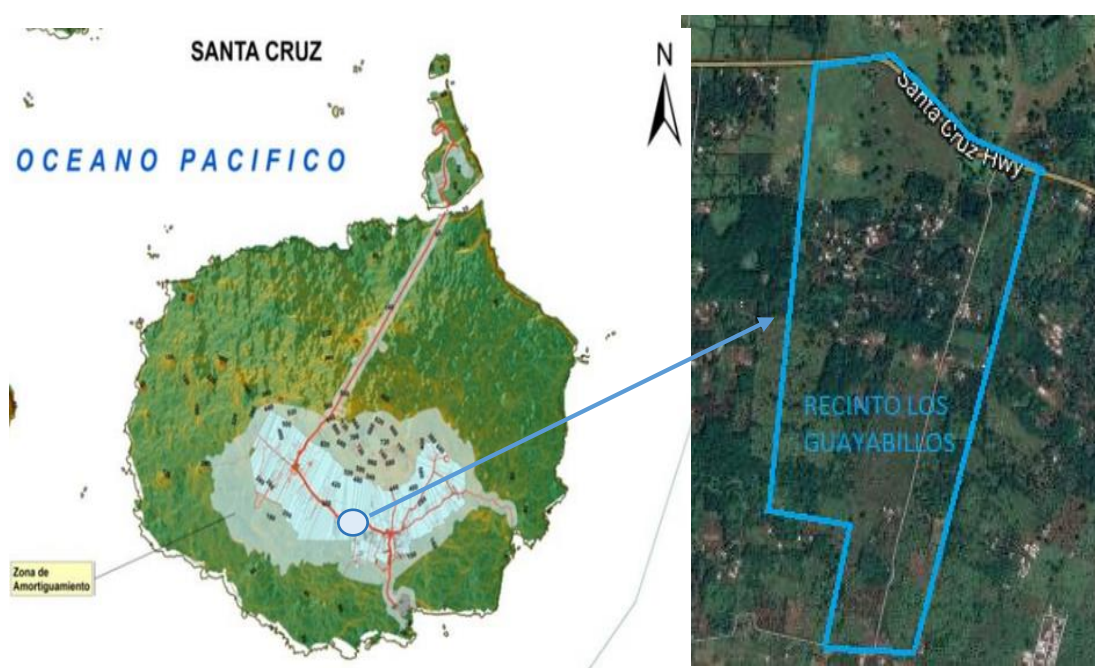


Figura 1. Ubicación zona de estudio.

Fuente: Plan de desarrollo y ordenamiento territorial del cantón Santa Cruz 2012 – 2027

1.3.2 Clima.

Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de 18°C a 29°C, rara vez baja a menos de 20°C o sube a más de 28°C, el clima se determina mayormente por las corrientes oceánicas. Las precipitaciones son escasas, a nivel del mar el promedio de lluvias es de 300mm anuales, y en las partes más altas puede llegar a los

1700mm anuales. Los meses de mayor pluviosidad están entre mayo y octubre, y los de menor entre noviembre y abril. (GADMSC, 2015)

1.3.3 Topografía.

La topografía del área de estudio tiene un relieve ondulado con pendiente suaves a moderadas, no existen quebradas pronunciadas, sino pequeñas depresiones que sirven para el escurrimiento de las aguas lluvia.

1.3.4 Tipo de suelo.

El tipo de suelo que predomina en la zona es la roca volcánica, en algunos lugares se encuentra capas de suelo producto de la descomposición de la capa vegetal del sector.

En el Recinto Los Guayabillos, se puede encontrar capas de 10 a 15 cm de arena sedimentaria y en ciertos lugares existe una capa vegetal de 40 – 50 cm.

1.3.5 Descripción poblacional.

La población se dedica a la agricultura y ganadería, un porcentaje menor al turismo y un mínimo tiene trabajos bajo relación de dependencia del sector público y privado. De las encuestas socio económicas se pudo determinar que el 100% de los pobladores tienen vivienda propia, con un promedio de cuatro habitantes por vivienda.

1.3.6 Servicios básicos existentes.

Los servicios básicos son escasos, la población carece de un sistema de agua potable y saneamiento. El 90 % del sector cuenta con el servicio de recolección de basura. La provisión de la energía eléctrica se la hace por medio de un sistema eólico. Para el abastecimiento de agua se usan tanqueros provenientes de Bellavista, así como también del agua que se recolecta de las lluvias. Al carecer de un sistema de alcantarillado, la eliminación de excretas se la realiza en pozos sépticos y letrinas con arrastre de agua ubicadas dentro de sus propios predios.

La parroquia cuenta con un subcentro de salud, únicamente atiende tres veces a la semana, con un médico y una enfermera; se da especialmente atención odontológica. Los principales problemas de salud que afectan a la comunidad se refieren a enfermedades prevalentes, como parasitosis, resfriados comunes, síndromes diarreicos, faringoamigdalitis, infección de vías urinarias, piodermitis, otitis, dermatitis, trauma leve e hipertensión arterial. Algunas de estas enfermedades tienen relación directa con la calidad del agua. (GADMSC, 2015)

1.4 Objetivos.

1.4.1 Objetivo general.

Realizar el diseño del sistema de agua potable y saneamiento para el Recinto Los Guayabillos de la parroquia Bellavista del cantón Santa Cruz provincia de Galápagos, cumpliendo con toda la normativa vigente de la Subsecretaria de Servicios de Agua Potable y Saneamiento.

1.4.2 Objetivos específicos.

- Recopilar información del Recinto Los Guayabillos
- Analizar la información existente de la EPMAPASC-EP de Santa Cruz para obtener parámetros que contribuyan en el diseño.
- Realizar el diseño de la red de agua potable acorde a la normativa vigente.
- Implementar un sistema para el respectivo tratamiento de aguas servidas y excretas de la población.

1.5 Alcance.

El diseño del sistema de agua potable y saneamiento tiene como alcance el levantamiento topográfico, la recopilación de información, el análisis y selección de alternativas, el diseño del sistema de agua potable y la implementación del sistema de

saneamiento. Así también el estudio de impacto ambiental, los planos, análisis de precios unitarios, presupuesto, cronograma y un análisis económico del proyecto.

1.6 Diagnóstico de los sistemas existentes.

1.6.1 Agua potable.

El área de estudio en la actualidad no cuenta con sistemas de agua potable y alcantarillado por lo que en la zona es indispensable la ejecución de este tipo de proyectos y así contribuir con su desarrollo.

La población se abastece de agua dulce por medio de tanqueros previo a un tratamiento desalinizador existente, este servicio es particular y por tal motivo costoso, también existe la distribución de agua salobre en tanqueros de la empresa de agua potable de Santa Cruz.

En época de lluvias, se hace la recolección de esta agua para su consumo.

1.6.2 Saneamiento.

El Recinto carece de un sistema de alcantarillado, la evacuación de las aguas servidas, se las hace directamente desde cada hogar hacia las grietas sin un tratamiento previo, provocando la contaminación del entorno.

1.7 Presentación de alternativas.

1.7.1 Captación de agua.

En la isla Santa Cruz en la parroquia Bellavista y en especial en el sector de análisis, las alternativas para la extracción de agua son: captación de agua superficial, perforación de pozo profundo y recolección de aguas lluvia.

1.7.1.1 Captación “El Gallito”.

El Gallito es una fuente de agua superficial que se origina por el escurrimiento de aguas lluvias en la cuenca, por lo que su caudal no es constante, la presencia de agua es únicamente durante los meses de julio a septiembre, está ubicada a 5 km de

Bellavista en el punto de coordenadas 798088E, 9927595N en la cota 653 m.s.n.m. (GADMSC, 2015)

1.7.1.2 Pozo Profundo Bellavista.

Es la fuente de abastecimiento actual de la parroquia Bellavista, desde hace diez años ésta abastece de agua a todos los barrios de esta parroquia, se encuentra ubicado a 2 km aproximadamente al Sur-Este de la parroquia de Bellavista en las coordenadas 797660E, 9922134N y en la cota 151.59 msnm. El nivel del agua se encuentra a una profundidad aproximada de 160 m bajo el nivel del terreno. (GADMSC, 2015)

De esta fuente se podría abastecer al sitio de estudio, haciendo una extensión de la línea de impulsión y aumentando el caudal de producción.

1.7.1.3 Perforación de un Nuevo Pozo Profundo “Los Guayabillos”

Se pretende la perforación de un nuevo pozo ubicado a 2714 m. del pozo profundo existente de Bellavista, con una altura media de perforación de 198 m, el cual puede abastecer al Recinto Los Guayabillos, el agua tiene que ser tratada para que sea apta para el consumo y así cubrir el déficit actual y futuro de agua potable, con suficiente caudal, calidad y servicio las 24 horas.

1.7.1.4 Otras formas de abastecimiento.

La población también utiliza el agua de lluvia para abastecerse, la misma que es recolectada en los techos de sus domicilios para luego ser almacenada en cisternas.

Otro mecanismo de abastecimiento es por medio de tanqueros, que venden agua dulce procesada por plantas particulares existentes en la isla y en algunos casos el agua es llevada desde el continente. (GADMSC, 2015)

1.7.1.5 Selección de alternativas.

Dentro de las alternativas encontradas para el abastecimiento de agua, se tiene las descritas en el numeral anterior resumiéndose en la tabla 1.

Tabla 1. Resumen de fuentes de captación.

Ítem	Fuente	Observación	Condición existente y/o actual
1	Captación El Gallito	Almacenamiento natural de las lluvias en la micro cuenca, la presencia de agua es únicamente durante los meses de julio a septiembre	Solo en épocas de lluvia y en la isla la pluviosidad es escasa
2	Pozo profundo Bellavista	El nivel del agua se encuentra a una profundidad aproximada de 160 m bajo el nivel del terreno, abastece a la parroquia desde hace 10 años	Se encuentra abasteciendo en la actualidad a la población de Bellavista.
3	Pozo Profundo “Los Guayabillos”	El nivel del agua se encuentra a una altura media de perforación de 198 m.	El acuífero a ser explorado es el mismo que abastece de agua a Bellavista
4	Aguas Lluvias	Recogen de los techos de sus domicilios y almacenan en cisternas	Solo en épocas de lluvia y en la isla la pluviosidad es escasa.
5	Tanqueros	Distribución de agua en tanqueros	El agua es cruda. Tiene un alto costo y no satisface la necesidad total de una vivienda.
6	Bidones de agua dulce	Procesadas en plantas de tratamiento locales	Alto costo y no satisface la necesidad total de una vivienda

Fuente: Autores

Después de analizar las alternativas y considerando un abastecimiento permanente, se determina que lo más conveniente para este proyecto es el pozo profundo “Los Guayabillos” ya que se encuentra en la misma zona del proyecto, y dotara de agua a la población con un servicio continuo.

1.7.2 Saneamiento.

Las aguas servidas que se producen en la isla son vertidas directamente a las grietas existentes cerca de las viviendas, por otro lado, la eliminación de excretas de casi toda la población se lo hace en pozos sépticos y letrinas con arrastre de agua ubicados en su propio predio. (GADMSC, 2012)

Algunas alternativas que pueden implementarse se plantea como solución al problema de saneamiento.

1.7.2.1 Sistema de alcantarillado sanitario con planta de tratamiento de aguas servidas.

Debido a la geomorfología del suelo de la zona, al tratarse de rocas de origen volcánico, la construcción de un sistema de alcantarillado resultaría costoso por las excavaciones en roca para la instalación de las tuberías, además se requiere de grandes extensiones de terreno para la implementación de la infraestructura necesaria para el tratamiento de aguas servidas que garanticen la descarga de un efluente seguro evitando la contaminación ambiental, e incluso del acuífero.

1.7.2.2 Pozo Séptico.

Esta unidad unifamiliar es considerada como una de las soluciones, pero debido a los altos costos de los materiales de construcción en la zona, hace que las familias afecten su economía y no opten por este sistema.

1.7.2.3 Letrinización.

Esta alternativa no es viable ya que sus excretas se descargarían directamente en las grietas y sin ningún tratamiento, lo cual afectaría directamente al acuífero del cual se extrae el agua para potabilizarla, en costos es la mejor opción, pero ambientalmente no es aplicable.

1.7.2.4 Biodigestores.

La presente propuesta se basa en la operatividad individual del sistema de biodigestores, que puede tratar el consumo de cada vivienda.

Un biodigestor es utilizado generalmente para la producción de gas para uso doméstico, además de producción de fertilizantes caseros a través de la descarga de sus líquidos y de los sólidos descompuestos.

En esta ocasión lo utilizaremos como un tanque séptico de uso doméstico con arrastre de agua, aplicado al saneamiento domiciliario.

1.7.2.5 Selección de alternativas

De las alternativas presentadas, se realizarán diferentes análisis para su selección, optimizando espacio, recurso de agua y recursos económicos, tratando sobremanera de no contaminar el acuífero existente en la isla ya que es la única fuente permanente de agua que se puede explotar.

Tabla 2. Resumen de alternativas de saneamiento.

Ítem	Alternativa	Observación
1	Sistema de alcantarillado sanitario con planta de tratamiento	Alto costo de construcción, mantenimiento y operación.
2	Pozo séptico	Costo mediano de construcción en obra civil, y descarga a las grietas, fácil mantenimiento y cuidado.
3	Letrinización	Contaminación directa del acuífero existente en la isla, no recomendado
4	Biodigestores	Costo mediano de construcción (elemento prefabricado), de fácil instalación y mantenimiento.

Fuente: Autores

La complejidad y costo de ejecución de un sistema de alcantarillado sanitario e implementación de una planta de tratamiento de aguas servidas, así como la

contaminación del acuífero y en si del medio ambiente por la utilización de letrinas, nos hace determinar que la alternativa más conveniente para el sistema de saneamiento es el uso de los biodigestores unifamiliares.

Capítulo II

Bases de diseño

2.1. Generalidades.

Con la información recabada en campo, se procede a definir las bases de diseño de los sistemas mencionados, para lo cual se utilizan las especificaciones y recomendaciones contenidas en el código ecuatoriano para el diseño de obras sanitarias, elaboradas por la Subsecretaría de Agua Potable y Saneamiento Básico, aprobadas por el INEN.

2.2. Período de diseño.

El período de diseño se define como el tiempo para el cual los sistemas funcionarán en forma eficiente, tanto por su capacidad, como también por la resistencia física de las instalaciones y la calidad de servicio. El período de diseño será de 20 años de acuerdo a norma. (SENAGUA, 2014, pág. 28)

2.3. Población de diseño.

Según el INEC en el último censo del 2010 la parroquia de Bellavista tiene una población de 2425 hab. No existen datos del Recinto Los Guayabillos. Para obtener la población actual de la zona de estudio se realizó una encuesta socio económica en mayo del 2019. Cabe aclarar que, la encuesta realizada es un pequeño censo poblacional del Recinto en estudio el cual dio un resultado de 294 habitantes.

2.4. Índice de crecimiento.

El Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), determina la tasa de crecimiento con la siguiente formula:

$$r = \ln \left[\frac{Pt}{Po} \right] \times \frac{1}{t} (100) \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde:

r = tasa de crecimiento promedio anual.

P_t = población en el año t .

P_o = población año base.

\ln = logaritmo natural.

De acuerdo a los datos del INEC los índices de crecimiento de los últimos censos son:

Tabla 3. Población de la Parroquia Bellavista.

Año	Población (N° habitantes)	Índice de crecimiento (%)
1990	1.024	
		2,91
2001	1.410	
		6,02
2010	2.425	
		6,65
2015*	3.383	

Fuente: INEC, Censos de población y vivienda 1990, 2001 y 2010 Censo de Población y Vivienda Galápagos 2015*

Tabla 4. Población del Cantón Santa Cruz.

Año	Población (N° habitantes)	Índice de crecimiento (%)
1990	5.318	
		6,08
2001	10.375	
		3,29
2010	13.951	
		2,36
2015 *	15.701	

Fuente: INEC, Censos de población y vivienda 1990, 2001 y 2010 y, Censo de Población y Vivienda Galápagos 2015*

Como se puede observar en las tablas 3 y 4 en la parroquia de Bellavista el índice de crecimiento en el 2010 es de 6,02 %, y en el cantón Santa Cruz es de 3,29 %. En

el censo de población y vivienda Galápagos 2015, tenemos para la parroquia Bellavista un índice de crecimiento de 6,65% y para el cantón Santa Cruz 2,36%. En el caso de la parroquia el índice es creciente y en el cantón es decreciente.

Para determinar el índice de crecimiento del Recinto Los Guayabillos tomamos un promedio entre los índices de Bellavista y Santa Cruz de los años 2010 al 2015. El procedimiento se basa en que el índice de crecimiento del cantón Santa Cruz en los años 1990 al 2001 es de 6,08 %, pero se reduce considerablemente a un 3,29 % en los años del 2001 al 2010, este fenómeno obedece a que en esos 9 años el Consejo de Gobierno de Galápagos realizó controles de residencia y expulso a cientos de personas que no eran residentes de Galápagos, las personas que lograban evadir los controles decidieron asentarse en las partes altas como la parroquia Bellavista y es por eso que el índice de crecimiento en dicho lugar en los años 1990 al 2001 es de 2,91 % , y tuvo un aumento considerable a un 6,02 % en los años del 2001 al 2010.

Por lo tanto, el índice de crecimiento (r) adoptado es:

$$r = \frac{6.65\% + 2.36\%}{2}$$

$$r = 4.51 \%$$

2.5. Estimación de la población futura.

La población flotante en Galápagos tiene la más alta incidencia porcentual respecto a lo que ocurre en otras provincias del país. Según el censo 2010 tenemos un 8.3 % de población flotante. (CGREG, 2017)

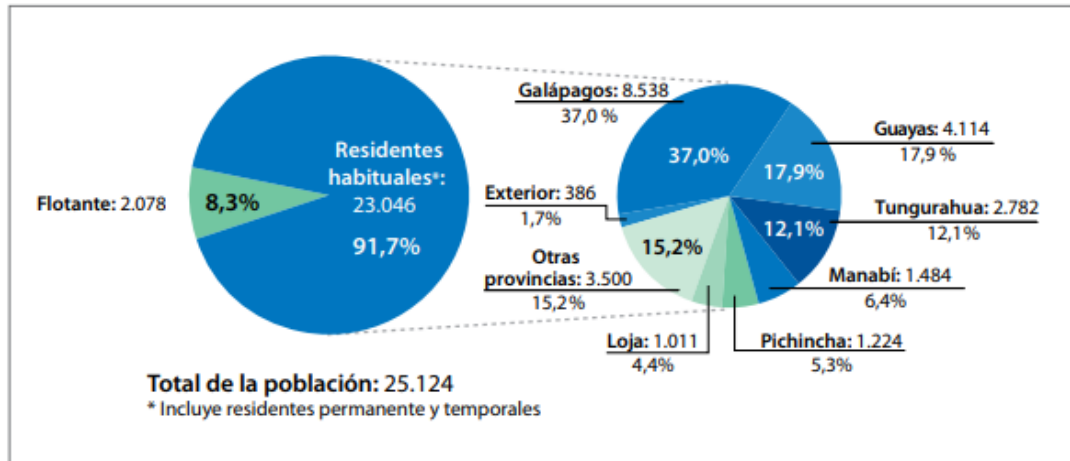


Figura 2. Población flotante general de Galápagos

Fuente: Principales Características Demográficas de Galápagos - Resultados del Censo 2010

Para conocer la población actual del Recinto los Guayabillos se realizó una encuesta (año 2019) dando como resultado 294 habitantes a la cual se añadió el 10% de la población flotante al ser este un sitio turístico, teniendo como población actual 324 habitantes.

La población futura calculamos con el método geométrico se lo aplica cuando la población es pequeña y se carece de datos censales.

$$Pf = Pa \left(1 + \frac{r}{100} \right)^n \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

Pf: Población futura

Pa: Población actual

r: Índice de crecimiento

n: Periodo de diseño

$$Pf = 324 \left(1 + \frac{4,51}{100} \right)^{20}$$

$$\mathbf{Pf = 783 habitantes}$$

La población estimada al final del período de diseño (20 años) es de 783 habitantes.

2.6. Dotación de agua.

Cantidad de agua que una persona necesita cada día y con la cual cubre sus necesidades básicas, esta dotación depende de las características del sector como el clima, nivel de servicio, y el número de habitantes.

A continuación, se presentan los diferentes niveles de servicio aplicables a la población.

Tabla 5. Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de agua, disposición de excretas y residuos líquidos.

NIVEL	SISTEMA	DESCRIPCIÓN
0	AP	Sistemas individuales. Diseñar de acuerdo a las disponibilidades técnicas, usos previstos del agua, preferencias y capacidad económica del usuario
Ia	AP	Grifos públicos
	EE	Letrinas sin arrastre de agua
Ib	AP	Grifos públicos más unidades de agua para lavado de ropa y baño
	EE	Letrinas sin arrastre de agua
IIa	AP	Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa
	EE	Letrinas con o sin arrastre de agua
IIb	AP	Conexiones domiciliarias, con más de un grifo por casa
	ERL	Sistema de alcantarillado sanitario

Simbología utilizada:

AP: Agua potable

EE: Eliminación de excretas

ERL: Eliminación de residuos líquidos

Fuente: (SENAGUA, 2014, pág. 30)

El nivel de servicio que se aplicaría es el IIb, es decir con conexiones domiciliarias con más de un grifo por casa. Para nuestro estudio adoptamos una dotación de 100 l/hab*día.

Tabla 6. Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio.

NIVEL DE SERVICIO	CLIMA FRÍO (l/hab*día)	CLIMA CÁLIDO (l/hab*día)
Ia	25	30
Ib	50	65
IIa	60	85
IIb	75	100

Fuente: (SENAGUA, 2014, pág. 31)

2.7. Variación de consumo.

Para el cálculo de los diferentes caudales de diseño, se tomará en cuenta un porcentaje por concepto de fugas.

Tabla 7. Porcentajes de fugas a considerarse.

NIVEL DE SERVICIO	PORCENTAJE DE FUGAS
Ia y Ib	10%
IIa y IIb	20%

Fuente: (SENAGUA, 2014, pág. 32)

2.7.1 Caudal medio diario (Q_{md}).

El caudal medio diario es el consumo de agua que se espera que la población de diseño realice durante 24 horas, y se obtiene como promedio de los consumos diarios durante un año. (CÁCERES, 2017).

Y calculamos con la fórmula siguiente establecida por la norma (SENAGUA, 2014).

$$Q_{md} = \frac{f * D * P}{86400} \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde:

Q_{md} = Caudal medio diario (l/s)

f = Factor de fugas

D = Dotación (l/hab * día)

P = Población de diseño (N° hab)

$$Q_{md} = \frac{1,20 * 100 * 783}{86400} = 1,09 \text{ l/s}$$

2.7.2. Caudal máximo diario (*QMD*).

Es el máximo consumo de agua de la población de diseño durante un día, se calcula con un factor de mayoración para el caudal medio diario.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$QMD = Q_{md} * KMD \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

QMD = Caudal máximo diario (l/s)

Q_{md} = Caudal medio diario (l/s)

KMD = Factor de mayoración máximo diario

El factor de mayoración para el caudal máximo diario tiene un valor $KMD=1.25$ para todos los niveles de servicio. (SENAGUA, 2014, pág. 32)

$$QMD = 1,09 * 1,25 = 1,36 \text{ l/s}$$

2.7.3. Caudal máximo horario (*QMH*).

Es el máximo consumo de agua de la población en una determinada hora del día, siendo un valor mayorado del caudal medio diario.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$QMH = Q_{md} * KM \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde:

QMH = Caudal máximo horario (l/s)

Q_{md} = Caudal medio diario (l/s)

KMH = Factor de mayoración máximo horario

El factor de mayoración para el caudal máximo horario tiene un valor $KMH = 3$ para todos los niveles de servicio. (SENAGUA, 2014, pág. 32)

$$Q_{MH} = 1,09 * 3 = 3.27 \text{ l/s}$$

2.7.4. Caudal contra incendios.

Para el caso de poblaciones rurales, se desestima el caudal contra incendios.

2.8. Caudales de diseño.

2.8.1 Fuente de abastecimiento.

La norma (SENAGUA, 2014, pág. 34) indica que el caudal de la fuente (Q_{fuente}), debe asegurar mínimo dos veces el caudal máximo diario futuro calculado.

$$Q_{fuente} = 2 * Q_{MD} \quad (\text{Ec. 6})$$

$$Q_{fuente} = 2 * 1.36 = 2.72 \text{ l/s}$$

2.8.2 Captación.

La estructura de captación deberá tener una capacidad tal, que permita derivar al sistema de agua potable un caudal mínimo equivalente a 1.2 veces el caudal máximo diario correspondiente al final del período de diseño. (SENAGUA, 2014, pág. 34)

$$Q_{cap} = 1.2 * Q_{MD} \quad (\text{Ec. 7})$$

$$Q_{cap} = 1.2 * 1.36 = 1.63 \text{ l/s}$$

Donde:

Q_{cap} : Caudal de captación (l/s).

Q_{MD} : Caudal máximo diario (l/s).

2.8.3 Conducción.

Según la (SENAGUA, 2014, pág. 34) el caudal de diseño para sistemas de conducción a bombeo, se lo determina en función del consumo máximo diario y el número de horas de bombeo, de acuerdo a la siguiente fórmula.

$$Q_b = 1,05 * Q_{MD} * \frac{24}{N} \quad (\text{Ec. 8})$$

En donde,

Qb = Caudal de bombeo (l/s)

QMD = Caudal máximo diario, calculado al final de período de diseño

N = Número de horas de bombeo en el día

Para este proyecto adoptamos un valor de 8 horas de bombeo en el día, para obtener dos periodos de bombeo, 4 horas en la mañana y 4 horas en la tarde, garantizando así agua suficiente para las reservas baja y alta. Obteniéndose un caudal de bombeo de 4.28 l/s.

$$Qb = 1,05 * 1,36 * \frac{24}{8}$$

$$Qb = 4.28 \text{ l/s}$$

2.8.4 Tratamiento.

Según (SENAGUA, 2014, pág. 35) la capacidad de la planta de potabilización será de 1.10 veces el caudal máximo diario correspondiente al final del período de diseño.

$$Qpt = 1.10 * QMD \quad (\text{Ec. 9})$$

$$Qpt = 1.10 * 1.36 = 1.50 \text{ l/s}$$

Donde:

Qpt: Caudal de planta de tratamiento (l/s).

QMD: Caudal máximo diario (l/s).

2.9. Volúmenes de almacenamiento.

La capacidad de almacenamiento será igual al 50% del volumen medio diario futuro, y no puede ser menor a 10 m³. (SENAGUA, 2014, pág. 36)

$$VReserva = 0,5 * Qmd * 86400 \quad (\text{Ec. 10})$$

$$VReserva = 0,5 * 1,09 \left(\frac{l}{s} \right) * 86400(s)$$

$$VReserva = 46.656 (l)$$

$$VReserva = 46,66 \text{ m}^3 \Rightarrow \text{adoptamos } 50 \text{ m}^3.$$

Capítulo III

Diseño del sistema de agua potable

3.1 Componentes del sistema.

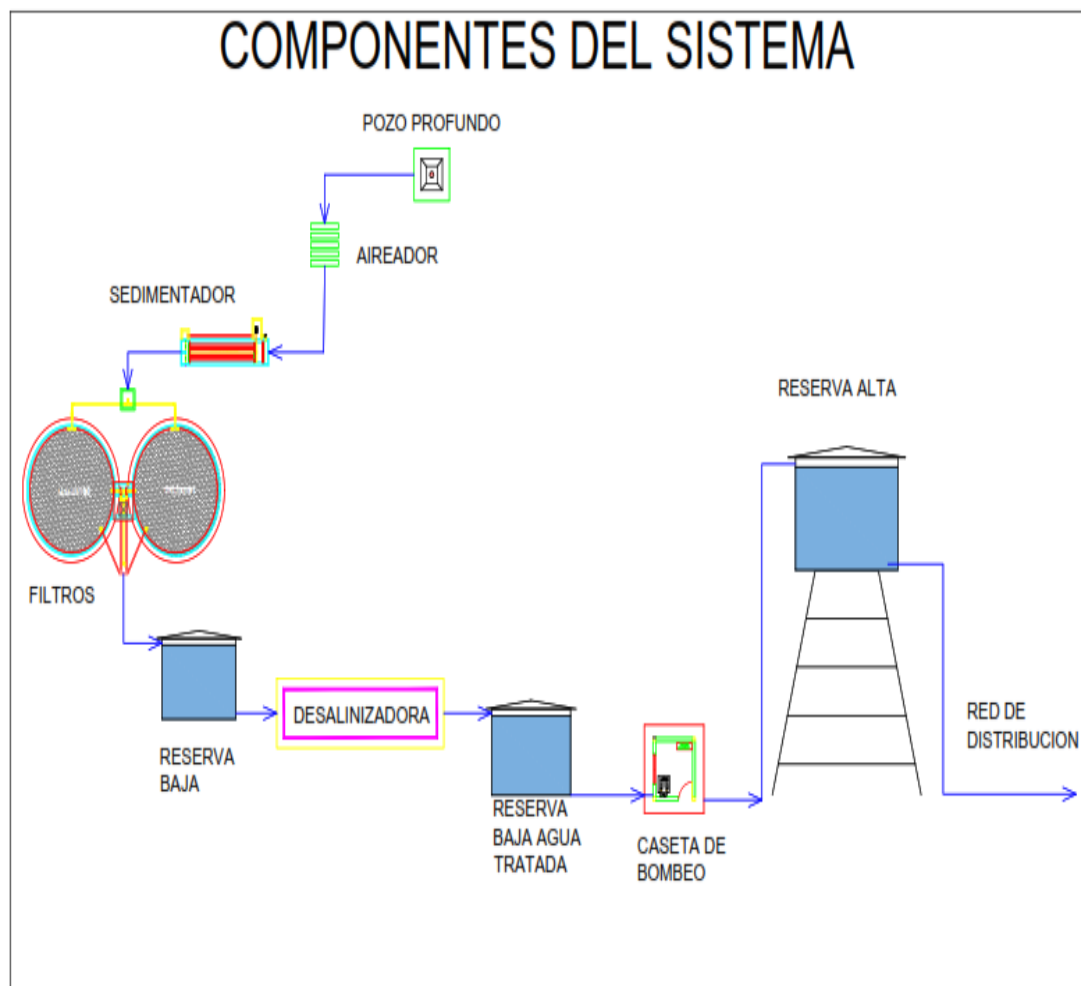


Figure 3. Esquema general.

Fuente: Autores

3.1.1 Captación pozo profundo.

Según el estudio de prospección geofísica (Anexo 1). se tiene dos sondeos eléctricos verticales (SEV) en el Recinto Los Guayabillos, que tomamos como referencia para la ubicación del sitio del pozo, donde la profundidad recomendada de perforación es de 200 metros donde se encuentra un estrato de suelo tipo G5, que contiene “Acuífero: lavas fracturadas, escorias, con saturación de agua dulce / salobre. Permeabilidad

variable baja a media (dependiendo de interpretación de fracturas)". (GADMSC, 2012).

3.1.2 Estación de bombeo.

Es el conjunto de estructuras civiles e hidráulicas, incorporadas con equipo electromecánico encargado de elevar el agua hasta una cota superior.

El dimensionamiento del equipo de bombeo requerido para el pozo será con su respectiva línea de impulsión, que llegan hasta el tratamiento y se ubicara junto al pozo perforado. Para impulsar el caudal requerido desde el pozo profundo hasta el sitio del tratamiento, se ha previsto de equipos con bomba sumergible eléctrica tipo lápiz de acero inoxidable, que ayudara a evitar la corrosión por el agua salobre.

La vida útil de una bomba depende de varios factores, y por recomendación de varios profesionales y proveedores, las bombas serán reemplazadas a los 5 años debido al desgaste de trabajo, realizando un mantenimiento semestral.

3.1.3 Línea de impulsión.

Se determina el diámetro óptimo de la línea de impulsión que trasladara el agua desde el pozo profundo hacia el aireador.

Datos:

$$Q_b = 4.28 \text{ l/s} \approx 0,00428 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Cota pozo} = 195 \text{ m}$$

$$\text{Cota aireador} = 197 \text{ m}$$

Calculamos el diámetro teórico de bombeo en pulgadas con la siguiente expresión:

$$D_{\text{bombeo}} = 1,8675 \sqrt{Q_b} \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

D_{bombeo} : diámetro teórico de bombeo

Q_b : caudal de bombeo

in: pulgadas

$$Dtbombeo = 1,8675 \sqrt{4.28}$$

$$Dtbombeo = 3,86 \text{ in} \approx 100 \text{ mm}$$

Escogemos diámetros comerciales que serían 4 pulgadas, aproximado a 110 mm. Calculamos el diámetro teórico mínimo en función de las velocidades máximas y mínimas que nos exige la norma y son $V_{\text{máx}} = 6 \text{ m/s}$ y $V_{\text{mín}} = 0,45 \text{ m/s}$.

$$Dtmin = \sqrt{\frac{1,974 * Qb}{Vmax}} \quad (\text{Ec. 12})$$

$$Dtmin = \sqrt{\frac{1,974 * 4.28}{6}} = 1.18 \text{ in} \approx 32 \text{ mm}$$

$$Dtmax = \sqrt{\frac{1,974 * Qb}{Vmin}} \quad (\text{Ec. 13})$$

$$Dtmax = \sqrt{\frac{1,974 * 4.28}{0,45}} = 4.33 \text{ in} \approx 110 \text{ mm}$$

Las pérdidas se calcularán con la ecuación de Hazen-Williams

$$Hf = \left(\frac{Qb}{0,28 * C * D^{2,63}} \right)^{1,85} \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

Coeficiente para PVC: $C = 150$

D: diámetro interno

$$Hf = \left(\frac{0,00428}{0,28 * 150 * 0.1046^{2,63}} \right)^{1,85}$$

$$Hf = 0,0024 \text{ m}$$

Calculamos la velocidad:

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{Ec. 15})$$

$$V = \frac{4 * 0,00428}{\pi * 0,1046^2}$$

$$V = 0,50 \text{ m/s}$$

En la tabla 8 se muestra las pérdidas y las velocidades de los demás diámetros calculados:

Tabla 8. Pérdidas y velocidades en función del diámetro.

Diámetro (mm)	D int (m)	V (m/s)	Hf (m)
32	0.0378	3.81	0.3439
50	0,0474	2.43	0.1143
63	0.0598	1.52	0,0369
110	0,1046	0,50	0,0024

Fuente: Autores

Se adopta el diámetro de 63 mm porque es un diámetro más comercial y está dentro de los rangos permitidos de velocidad exigida en la norma.

3.1.3.1 Carga Dinámica Total.

Es la suma de todas las pérdidas de carga desde el pozo hasta el aireador.

3.1.3.2 Pérdidas por altura.

Es la diferencia entre la cota de la superficie del pozo y la cota del aireador.

$$Hf1 = \text{cota pozo} - \text{cota aireador} \quad (\text{Ec. 16})$$

$$Hf1 = \text{cota pozo} - \text{cota aireador}$$

$$Hf1 = 197 - 195 = 2m + \text{altura del aireador}$$

$$Hf1 = 2 + 6 = 8 \text{ m}$$

3.1.3.3 Pérdida en la tubería de impulsión (pérdida por tramo).

Es la longitud del tramo que estamos analizando multiplicado por pérdidas calculada con la fórmula de Hazen-Williams

Datos: $L = 245 \text{ m}$

$$hf = L * Hf \quad (\text{Ec. 17})$$

$$hf = 245 * 0,0369 = 9.04 \text{ m}$$

3.1.3.4 Pérdida por velocidad.

Esta pérdida se produce por la acción de la gravedad y la velocidad que estarán actuando sobre el líquido.

$$Hfv = \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ec. 18})$$

$$Hfv = \frac{1.52^2}{2 * 9,81} = 0,08 \text{ m}$$

3.1.3.5 Pérdidas menores.

Este tipo de pérdidas se las calcula de acuerdo al número de accesorios que se tenga a lo largo de la impulsión, para nuestro proyecto, tomaremos el 10% de la pérdida por impulsión (pérdida por tramo).

$$Hfm = 10\%(Hf) \quad (\text{Ec. 19})$$

$$Hfm = 10\%(9.04) = 0.90 \text{ m}$$

3.1.3.6 Altura de reserva.

Se considera una altura de reserva de 2 a 4 m, para nuestro proyecto consideraremos el promedio que es de 4 m. (Sistema hidroneumáticos 2010, pág 20).

$$Hfreserva = 4 \text{ m}$$

Como la carga dinámica total es la suma de todas las pérdidas a lo largo de la impulsión procedemos a sumar las mismas.

$$CDT = Hf1 + hf + Hfv + Hfm + Hfreserva \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

CDT: carga dinámica total

Hf1: pérdidas por altura

Hf: pérdida por tramo

Hfv: pérdidas por velocidad

Hfm: pérdidas menores

Hfreserva: altura de reserva

$$CDT = 8 + 9.04 + 0,08 + 0.90 + 4$$

$$CDT = 22.02 \text{ m} + \text{profundidad nivel estático}$$

$$CDT = 22.02 + 200 = 222.02 \text{ m}$$

Adoptamos una carga dinámica total de 250 m.

Cabe recalcar que, por protección de la tubería que estará en contacto con agua y otros elementos dentro del pozo perforado el tramo que sale de la bomba sumergible hasta la superficie (brocal) será de acero inoxidable de 2 pulgadas.

3.1.3.7 Potencia del equipo de bombeo.

El equipo de bombeo es la pieza fundamental de proyecto será la encargada de llevar el agua desde el pozo profundo hasta el sitio de tratamiento.

La bomba sumergible adoptada para impulsar el agua desde el pozo hasta el aireador es de 30 Hp, la cual se determinó mediante las curvas características de bombas sumergibles que se encuentran en función del caudal y CDT. (Anexo 2).

3.1.3.8 Verificación del golpe de ariete.

Las tuberías de conducción están sujetas a sobrepresiones que se producen cuando se arrancan o se paran las bombas, se abren o se cierran las válvulas, o se dan cortes imprevistos de energía eléctrica que provocan paradas violentas del equipo de bombeo,

lo que crea cambios bruscos en la velocidad del líquido, causando aumento o disminución de presión interna a lo largo de la tubería, produciendo el denominado golpe de ariete. (LÁRRAGA, 2017).

Para el cálculo de la sobrepresión se debe primero obtener el valor de la celeridad, que se calcula con la fórmula propuesta por Allievi:

$$C_e = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{Ec. 21})$$

Donde:

Ce= Celeridad o velocidad de onda en m/s

K= $10^{10}/E$, siendo E el módulo de elasticidad del material en kg/m²

D= Diámetro interior en mm

e= espesor del tubo en mm

Tabla 9. Valores de E según materiales.

MATERIAL	E (kg/m2)
T. hierro, acero y hormigón armado	$2 \cdot 10^{10}$
T. fundición dúctil	$1,7 \cdot 10^{10}$
T. fundición laminar	10^{10}
T. aluminio	$7 \cdot 10^9$
T. hormigón pretensado	$4 \cdot 10^9$
T. amianto-cemento	$1,85 \cdot 10^9$
T. PVC	$3 \cdot 10^8$
T. polipropileno	$12 \cdot 10^7$
T. polietileno alta densidad	$9 \cdot 10^7$
T. polietileno baja densidad	$12 \cdot 10^6$

Fuente: (U. P. DE CARTAGENA, 2012)

Para material PVC tenemos:

$$K = \frac{1 \cdot 10^{10}}{3 \cdot 10^8} = 33.33 \quad (\text{Ec. 22})$$

$$Ce = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 33,33 \frac{59.8}{1.6}}}$$

$$Ce = 275.21 \text{ m/s}$$

La sobrepresión se calcula con la fórmula:

$$Sp = \frac{Ce * V}{g} \quad (\text{Ec. 23})$$

$$Sp = \frac{Ce * V}{g}$$

$$Sp = \frac{275.21 * 1.52}{9,81}$$

$$Sp = 42.64 \text{ m}$$

$$Sp = 4.26 \text{ kg/cm}^2$$

La presión de trabajo de las tuberías es de 6,43 kg/cm² (Anexo 3), mayor que el valor de la sobrepresión de 4.26 Kg/cm², por lo que no existirá problemas en los conductos, las paredes de las tuberías absorberán toda la sobrepresión.

3.1.4 Planta de tratamiento.

3.1.4.1 Calidad de agua.

El agua cruda es la que se encuentra en la naturaleza, ya sea superficial, subterránea o atmosférica, pero por regla general no reúnen los requisitos necesarios para considerarlas como potables, por lo que son sometidos a tratamientos específicos en una planta potabilizadora, dependiendo de sus cualidades físicas, químicas, biológicas y microbiológicas. (SENAGUA, 2014)

Los volúmenes mínimos de muestra para el análisis físico-químico se requieren no menos de dos litros de agua, y para el bacteriológico cien centímetros cúbicos aproximadamente.

Se puede resumir que el agua es potable cuando: “sea clara, transparente, inodora e insípida (condiciones físicas); que disuelva bien el jabón, sin formar grumos que cueza bien las legumbres; que no contenga sustancias tóxicas o venenosas (condiciones químicas) y que no esté contaminada (condiciones bacteriológicas)” (Rivas, 1983).

Se toma como referencia el análisis de agua existente (Anexo 4.1), del pozo profundo de Bellavista, (GADMSC, 2014), ya que el sitio de estudio pertenece al mismo acuífero.

Tabla 10. Análisis físico-químico-bacteriológico.

ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO-BACTERIOLÓGICO DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO					
PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO PARA EL RECINTO LOS GUAYABILLOS DE LA PARROQUIA BELLAVISTA DEL CANTÓN SANTA CRUZ, PROVINCIA DE GALÁPAGOS				
PARROQUIA:	BELLAVISTA				
FECHA DE RECOLECCIÓN:	MES DE ABRIL 2014				
FUENTE DE ABASTECIMIENTO:	POZO PROFUNDO				
CÓDIGO MUESTRA:	201404MAg007				
FUENTE:	TUTELA DELLA SALUTE E PREVENZIONE DAI RISCHI DI INQUINAMENTO ANTROPICO. III ANNO. SANTA CRUZ – GALÁPAGOS				
ANÁLISIS FÍSICO - QUÍMICO - BACTERIOLÓGICO DE AGUA POZO PROFUNDO					
PARÁMETRO	SÍMBOLO	UNIDAD	LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE (TRATAMIENTO CONVENCIONAL)	LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE (UNICAMENTE DESINFECCIÓN)	DATO MUESTRA
TEMPERATURA	T	°C	Condición natural + (0 - 3)	Condición natural +/- (3)	24.10
POTENCIAL DE HIDROGENO	pH	-	6 - 9	6 - 9	7.86
POTENCIAL REDOX	Eh	V	-	-	0.791
OXÍGENO DISUELTO	OD	mg/l	≥ 80% del oxígeno de saturación y ≥ 6 mg/l	≥ 80% del oxígeno de saturación y ≥ 6 mg/l	8.23
SALINIDAD	-	-	-	-	0.50
BICARBONATOS	-	mg/l	-	-	116.00
CARBONATOS	-	mg/l	-	-	24.00
FÓSFORO TOTAL	-	mg/l	-	-	0.21
DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO	DBO	mg O2/l	DBO5 (mg/l) 2	DBO5 (mg/l) 2	15.00
DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO	DQO	mg O2/l	-	-	27.00
MATERIA ORGÁNICA		%	-	-	0.03
ACEITES Y GRASA		mg/l	Sustancias solubles en hexano (0,3)	Sustancias solubles en hexano (0,3)	1.10
AMONIO	NH4	mg/l	0.05	-	0.11
NITRATOS	N-Nitrato	mg/l	10	10	0.42
NITRITOS	N-Nitrito	mg/l	1	1	0.007
NITRÓGENO	N	mg/l	-	-	< 10
PLOMO	Pb	mg/l	0.05	0,05	-
POTASIO	K	mg/l	-	-	-
SODIO	Na	mg/l	200	200	161.90
SOÓLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	SST	mg/l	-	-	14.00
SÓLIDOS TOTALES DISUELTOS	STD	mg/l	1000	500	578.00
SULFATOS	SO4 ⁻	mg/l	400	250	91.00
TURBIEDAD		NTU	100	10	0.12
CALCIO	Ca	mg/l	-	-	34.69
CLORO LIBRE RESIDUAL	Cl	mg/l	250	250	0.00
CROMO	Cr	mg/l	-	-	-
HIERRO	Fe	mg/l	1	0,3	-
MAGNESIO	Mg	mg/l	-	-	21.18
MERCURIO	Hg	mg/l	0.001	0,001	< 0,002
COLIFORMES FECALES	nmp/100ml		600		< 1,8
COLIFORMES TOTALES	nmp/100ml		3000	50*	< 1,8

Fuente: Autores

Los parámetros físico-químicos medidos durante este estudio permiten definir las características principales del estado del agua extraída. En particular, permiten obtener una primera idea sobre el estado del agua, con el fin de proporcionar apoyo a la protección del medio ambiente y la salud de los habitantes. (GADMSC, 2014)

El resultado del estudio determina que el agua del pozo profundo puede ser clasificada como agua dulce (agua con una salinidad igual o inferior a 0.5 UPS) y apta para el consumo humano.

Las mismas consideraciones se pueden sacar, en vista de los valores de los sólidos totales disueltos (TDS), que indica la cantidad de sólidos disueltos en el agua. El total de sólidos disueltos comprende las sales inorgánicas (principalmente de calcio, magnesio, potasio y sodio, bicarbonatos, cloruros y sulfatos) y pequeñas cantidades de materia orgánica que están disueltas en el agua. Cuanto al consumo humano, el límite TULAS es de 1000 mg/L (mientras para la Organización Mundial de la Salud – OMS – aguas con TDS >1200 mg/L están objetable para los consumidores), (Anexo 4.2) (GADMSC, 2014)

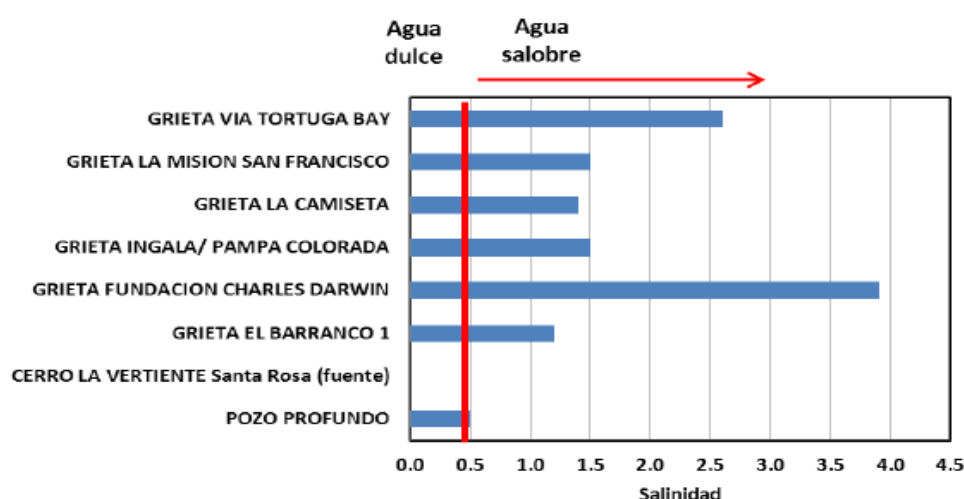


Figura 4. Valores de Salinidad y límites máximos permisibles (línea roja; Presidencia de la República, 2004) para aguas de consumo humano y uso doméstico (que únicamente requieren tratamiento convencional).

Fuente: (GADMSC, 2014)

Según SENAGUA en agua sería tipo C, aguas subterráneas o superficiales provenientes de cuencas no protegidas, que pueden encuadrarse dentro de las normas de calidad para agua potable mediante un proceso que no exija coagulación.

Los resultados indican que el agua del pozo se debe tratar de manera convencional, lo que implica que, para obtener agua apta para el consumo humano, se realizará los

tratamientos de aireación, sedimentación, filtración y para contrarrestar la salinidad se utilizará una planta desalinizadora y así obtener agua potable para distribuir.

Debido que, el análisis químico – bacteriológico del agua existente no es actualizado, y tomando en cuenta el tipo de suelo con presencia de grietas y la inexistencia de un sistema de saneamiento en el lugar, podría ser que la contaminación de las fuentes haya aumentado proporcionalmente con el crecimiento de la población, por lo tanto, se sugiere ejecutar primeramente un pozo de prueba exploratorio, para realizar en análisis físico, químico y bacteriológico del agua. Una vez que se tenga los resultados de las muestras de agua, se puede corroborar o proceder a una optimización del sistema de tratamiento propuesto.

3.1.5 Aireación.

La aireación puede ser utilizada en aguas superficiales o en aguas subterráneas, con los siguientes objetivos: oxidación del hierro y del manganeso; separación de los gases tales como el bióxido de carbono, sulfuro de hidrógeno y metano; eliminación de sabor y olor; y, adición de oxígeno. En general, se considera apropiada la aireación de aguas subterráneas. (SENAGUA, 2014).

3.1.5.1 Aireador de bandejas.

Está constituido por una serie de charoles o bandejas cuya función es incrementar al máximo la superficie de contacto entre el aire y el agua. Para ello se requiere que haya una muy buena ventilación del sitio en el que se instalen los aireadores. (SENAGUA, 2014)

Tabla 11. Parámetros de diseño: aireador de bandejas.

Carga superficial	Área de bandejas	Número de bandejas	Espaciamento entre bandejas	Diámetro de orificios	Separación entre orificios	Referencia
m ³ /m ² /día	m ²		m	mm	mm	
< 100	0.5 por cada 1000 m ³ de capacidad	3 a 5	0.2 a 0.75	5 a 12	0.025	Ministerio de desarrollo económico y reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000 Bogotá 2000 p.35
<100	0.05 a 0.15 l/s de agua tratada	3 a 9	0.2 a 0.75	5 a 12	0.025	Romero Rojas, Jairo Alberto. Purificación agua Bogotá 2000 p.35

Fuente: Autores

3.1.5.2 Diseño del aireador

Datos:

$$Qd = 4.28 \frac{L}{s} \approx 369.79 \frac{m^3}{día}$$

La carga hidráulica debe ser < a 100 (m³/m²*día), para el diseño se adopta de:

$$CH = 50 (m^3 / m^2 * día)$$

Área total de bandejas

$$At = \frac{Qd}{CH} \quad (Ec. 24)$$

Donde:

At= Área total de bandejas

Qd= Caudal de diseño

CH=Carga hidráulica

$$At = \frac{369.79}{50} = 7.39 m^2$$

Se asume bandejas de 1,10 x 1,10

$$Ab = 1,21 m^2$$

Donde:

Ab= área de bandeja

El número de bandejas será de 3 a 9 según (Romero Rojas), en el proyecto se adoptará 6 bandejas.

El tiempo de exposición se lo calculara con la siguiente expresión:

$$t = \sqrt{\frac{2 * H * n}{g}} \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde:

t= Tiempo de exposición

H= Altura de total de aireación

n= Número de bandejas

g= Gravedad

$$t = \sqrt{\frac{2 * 2,5 * 6}{9,81}} = 1,75 \text{ s}$$

Para el número de orificios consideramos el diámetro de 8mm

Área del orificio.

$$A = \frac{\pi * D_0^2}{4} \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

A= Área total de orificios

D₀= Diámetro del orificio

$$A = \frac{\pi * 0,008^2}{4}$$

$$A = 5,02 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

Cálculo del caudal sobre cada bandeja

$$Q = L * A * \sqrt{2 * g * h_{lamina}} \quad (\text{Ec. 27})$$

Donde:

Q= Caudal de cada bandeja

A= Área del orificio

g= Gravedad

h_{lamina}= Altura de agua sobre las bandejas (0,10 m)

$$Q = 1.10 * 5,02 \times 10^{-5} * \sqrt{2 * 9,81 * 0,10}$$

$$Q = 0,0000773 \frac{m^3}{s} \approx 0,0773 \frac{L}{s}$$

Número de perforaciones.

$$N = \frac{Qd}{Q} \quad (\text{Ec. 28})$$

$$N = \frac{1,5}{0,0773} = 19,39 \text{ orificios}$$

Se tendrá 20 orificios en cada bandeja, se considera un diámetro de 3/8", porque es el diámetro comercial de broca para perforaciones.

Área total de orificios.

$$A_o = \frac{\pi * D_o^2}{4} * N \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde:

A_o= Área total de orificios

D_o= Diámetro del orificio

N= Número de orificios

$$A_o = \frac{\pi * 0,001^2}{4} * 20$$

$$A_o = 0,0016 \text{ m}^2$$

Velocidad de flujo.

$$V = \frac{Qd}{A_o} \quad (\text{Ec. 30})$$

$$V = \frac{0,0015}{0,0016} = 0,9 \text{ m/s}$$

3.1.6 Sedimentador.

Los sedimentadores se pueden dividir en 4 zonas como se muestra la figura 5:

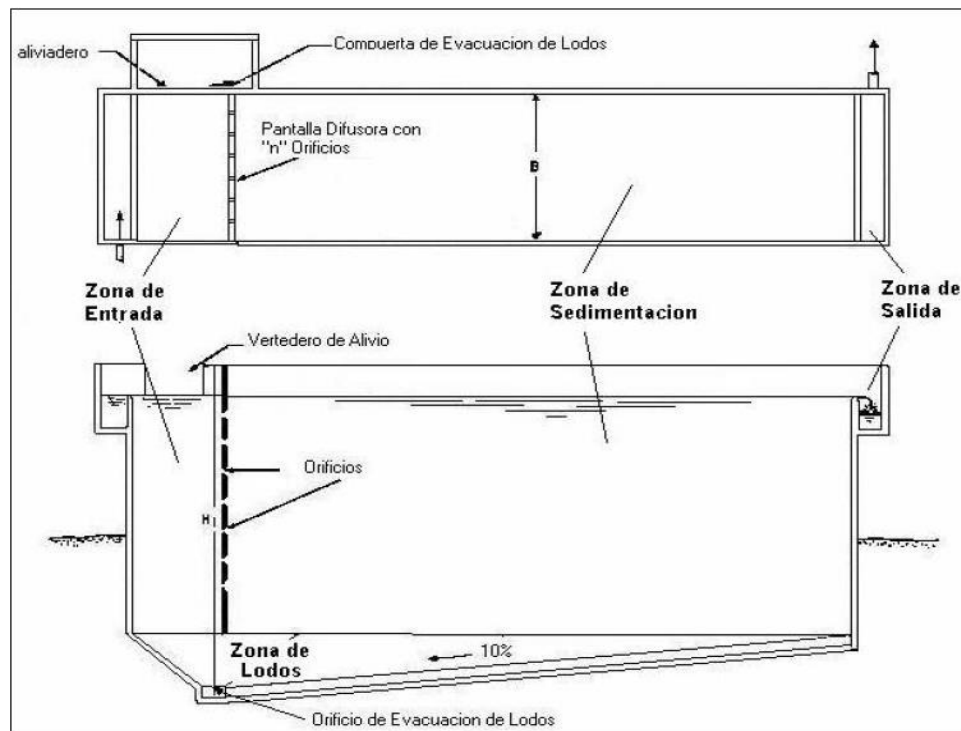


Figura 5. Zonas del sedimentador

Fuente: (UNATSABAR, 2006)

1. **Zona de entrada:** Estructura hidráulica de transición, que permite una distribución uniforme del flujo dentro del sedimentador. (UNATSABAR, 2006)
2. **Zona de sedimentación:** Consta de un canal rectangular con volumen, longitud y condiciones de flujo adecuados para que sedimenten las partículas. La dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos, flujo pistón. (UNATSABAR, 2006)
3. **Zona de salida:** Constituida por un vertedero, canaletas o tubos con perforaciones que tienen la finalidad de recolectar el efluente sin perturbar la sedimentación de las partículas depositadas. (UNATSABAR, 2006)

4. **Zona de recolección de lodos:** Constituida por una tolva con capacidad para depositar los lodos sedimentados, y una tubería y válvula para su evacuación periódica. (UNATSABAR, 2006)

Los sedimentadores se caracterizan por la remoción de partículas inferiores a 0,02 mm, y son recomendables para comunidades rurales.

3.1.6.1 Criterios de diseño

1. El tiempo de retención será entre 2 - 6 horas.
2. La carga superficial será entre los valores de 2 - 10 m³/m²/día.
3. La profundidad del sedimentador será entre 1,5 – 2,5 m.
4. La relación de las dimensiones de largo y ancho (L/B) será entre los valores de 3 - 6.
5. La relación de las dimensiones de largo y profundidad (L/H) será entre los valores de 5 - 20.
6. El fondo de la unidad debe tener una pendiente entre 5 a 10% para facilitar el deslizamiento del sedimento.
7. La velocidad en los orificios no debe ser mayor a 0,15 m/s para no crear perturbaciones dentro de la zona de sedimentación.

Fuente: (UNATSABAR, 2006)

3.1.6.2 Diseño sedimentador.

Determinación del área superficial de la unidad.

Datos:

$$Qd = 1,5 \text{ L/s} \approx 0,0015 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V \text{ sedimentación} = 0,000094 \text{ m/s}$$

Tabla 12. Velocidades de sedimentación para diferentes diámetros de partícula.

Diámetro	Valores de velocidad en cm/s para temperaturas de agua en °C			
mm	5	10	15	20
0.001	0.0000426	0.0000494	0.0000565	0.000064
0.003	-	-	0.00052	-
0.005	0.001063	0.0012356	0.001413	0.001602
0.01	0.004268	0.004942	0.00565	0.00641
0.011	-	-	-	0.008333
0.012	-	-	-	0.0094
0.02	0.017036	0.019769	0.02226	0.02564
0.05	0.010638	0.012356	0.014084	0.1602

Fuente: (SENAGUA, 2014)

Se adopta el diámetro de partícula 0,012 mm con velocidad de sedimentación 0,000094 m/s.

$$As = \frac{Qd}{Vs} \quad (\text{Ec. 31})$$

Donde:

As= Área superficial

Qd= Caudal de diseño

Vs= Velocidad de sedimentación

$$As = \frac{0,0015}{0,000094} = 16 \text{ m}^2$$

Se adopta el ancho del sedimentador y se calcula la longitud de sedimentación, asumimos B = 1,90 m

$$L_2 = \frac{As}{B} \quad (\text{Ec. 32})$$

$$L_2 = \frac{16}{1,9} = 8,2 \text{ m}$$

La pantalla difusora debe estar entre 0,7 y 1m

Asumo $L_1 = 1\text{m}$

La longitud total será:

$$L_t = 8,2 + 1 = 9,20 \text{ m} \quad (\text{Ec. 33})$$

Comprobar la relación L/B

$$\frac{L}{B} = \frac{9,20}{1,9} = 4,84 \text{ Cumple} \quad (\text{Ec. 34})$$

Asumo la profundidad H = 1,80 m y comprobamos la relación L/H.

$$\frac{L}{H} = \frac{9,20}{1,8} = 5,11 \text{ Cumple} \quad (\text{Ec. 35})$$

Velocidad horizontal

$$V_H = \frac{100 * Qd}{B * H} \quad (\text{Ec. 36})$$

Donde=

Q_d= Caudal de diseño

B= Ancho sedimentador

H= Profundidad sedimentador

$$V_H = \frac{100 * 0,0015}{1,9 * 1,5} = 0,052 \text{ cm/s Cumple}$$

Periodo de retención To.

$$T_0 = \frac{\text{Volumen}}{\text{Caudal}} = \frac{As * H}{3600 * Q} \quad (\text{Ec. 37})$$

$$T_0 = \frac{16 * 1,50}{3600 * 0,0015} = 4,44 \text{ h}$$

Para la pantalla difusora la velocidad debe ser $\leq 0,2$ m/s Asumo $V_0 = 0,2$ m/s

Área total del orificio (A_o)

$$A_0 = \frac{Qd}{V_0} \quad (\text{Ec. 38})$$

$$A_0 = \frac{0,0015}{0,2} = 0,0075 \text{ m}^2$$

Se adopta el diámetro de orificio:

$$D = 2,54 \text{ cm} \approx 0,0254 \text{ m}$$

Se calcula el número de orificios

$$\# \text{ orificios} = \frac{4 * A_0}{\pi * D^2} \quad (\text{Ec. 39})$$

$$\# \text{ orificios} = \frac{4 * 0,0075}{\pi * 0,0025} = 14,8$$

El número de orificios adoptado para el sistema será de 16.

Se determina la posición de la altura de la pantalla difusora con orificios.

$$h = H - \frac{2}{5} H \quad (\text{Ec. 40})$$

$$h = 1,80 - \frac{2}{5} * 1,80 = 1,08 \text{ m}$$

El número de filas de orificios será de $n_f = 4$, y el número de columnas será $n_c = 4$

Determinamos el espaciamiento entre filas. (a_1)

$$a_1 = \frac{h}{n_f} \quad (\text{Ec. 41})$$

$$a_1 = \frac{1,08}{4} = 0,27 \text{ m}$$

Determinamos el espaciamiento entre columnas (a_2)

$$a_2 = \frac{B - a_1(n_c - 1)}{2} \quad (\text{Ec. 42})$$

$$a_2 = \frac{1,90 - 0,27(4 - 1)}{2} = 0,55 \text{ m}$$

Detalles sedimentador (Anexo 8, lámina 7)

3.1.7 Filtración.

Es un proceso físico químico utilizado para separar impurezas suspendidas y coloidales del agua, mediante su paso a través de un medio granular, siendo el más común la arena. Los materiales retenidos pueden ser flóculos, microorganismos y

precipitados de calcio, y hierro y manganeso, entre otros. Básicamente se distinguen dos tipos de filtros: los lentos, de baja carga superficial; y, los rápidos, de alta carga superficial. (SENAGUA, 2014).

3.1.7.1 Filtros lentos convencionales.

Este tipo de filtros estarán compuestos por una capa de grava y sobre este se coloca una capa de arena de 1m a 1,4m.

Las características de la arena y grava se los indican en las tablas 13 y 14.

Tabla 13. Características de la arena.

Características de la arena	
Tamaño efectivo	0,15 a 0,35 mm
Coefficiente de uniformidad	1,5 a 2, máximo 3
Dureza	7 (escala de Mohr)
Solubilidad al HCl	< 5 %

Fuente: (SENAGUA, 2014)

Tabla 14. Características de la grava.

Capa #	Diámetro (mm)	Espesor (m)
1	1 - 1,4	0,1
2	4 - 5,6	0,1
3	16 - 23	0,15

Fuente: (SENAGUA, 2014)

En nuestro proyecto se utilizará filtros lentos ya que se puede mantener el nivel de agua constante. Ver detalles (Anexo 8, lámina 8).

3.1.8 Desalinización de agua.

Algunas alternativas de desalinización de agua se presentan a continuación.

a. Desalinización por congelación.

Para la desalinización por congelación, se pulveriza agua de mar en una cámara refrigerada y a baja presión, con lo que se forman unos cristales de hielo sobre la

salmuera. Estos cristales se separan y se lavan con agua normal. Y así se obtiene el agua dulce. (GADMSC, 2015)

No es conveniente, se necesita mucho más tiempo, espacio y equipo sofisticado, además el consumo energético es mayor que elevaría los costos.

b. Desalinización mediante formación de hidratos.

“Es otro método basado en el principio de la cristalización, que consiste en obtener, mediante la adición de hidrocarburos a la solución salina, unos hidratos complejos en forma cristalina, con una relación molécula de hidrocarburo/molécula de agua del orden de 1/18. Al igual que el proceso de congelación, su rendimiento energético es mayor que los de destilación, pero conlleva una gran dificultad tecnológica a resolver en cuanto a la separación y el lavado de los cristales que impiden su aplicación industrial. La desalinización por formación de hidratos, no es utilizada a gran escala”. (GADMSC, 2015)

c. Ósmosis inversa.

Según el GADMSC en el año 2015, la ósmosis inversa es considerada como el grado más avanzado de filtración para purificación de agua y consiste en hacer pasar por la membrana semipermeable el disolvente (en este caso agua) desde el lado donde está la solución más concentrada (el agua de mar, con sales disueltas), hacia el lado contrario, sin que pasen las sales.

Para conseguir la ósmosis inversa, el agua debe ingresar con cierta cantidad de presión, la cual dependerá de la cantidad de sales disueltas. (GADMSC, 2015)

Este proceso es el más utilizado en el mercado nacional y extranjero, las empresas que trabajan con este sistema dotan de plantas compactas listas para trabajar, con su respectiva instalación, prueba del sistema y capacitación al personal.

De las tres alternativas propuestas la más viable es la osmosis inversa, por ser la más común en el mercado, compacta, lista para trabajar y el personal queda capacitado para su funcionamiento.

3.1.8.1 Planta desalinizadora (Osmosis inversa)

El equipo de osmosis inversa se construye de forma compacta y consiste en bombas de alta presión, membranas de osmosis inversa y carcasas, válvulas de control, sistema completo de tuberías con todos los accesorios, control e instrumentación, todo ello ensamblado de forma compacta en un montaje. (PLASA IWP S. L, 2013)

Las membranas de osmosis inversa son del tipo enrollamiento en espiral. La selección de membranas se ha hecho en función de la salinidad del agua, para conseguir una larga vida de operación.

El agua es alimentada al osmosis desde el colector interior de las bombas de alta presión. La presión del sistema es mostrada a través de los indicadores de presión. El agua presurizada pasa entonces a través de las membranas de osmosis inversa donde una parte de este flujo atraviesa las membranas (permeado) y el resto es rechazado como salmuera (concentrado). (PLASA IWP S. L, 2013)

Antes del ingreso a la planta desalinizadora se recomienda un pre tratamiento del agua para asegurar un largo e ininterrumpido servicio de las membranas, en nuestro proyecto el agua salobre antes del ingreso a la desalinizadora pasara por un pre tratamiento. El agua salobre que sale del pozo por medio de bombeo pasa al sistema aireador desde este va al sedimentador para luego dirigirse a los filtros lentos y posterior dirigirse a la planta desalinizadora. (PLASA IWP S. L, 2013)

El funcionamiento del equipo de osmosis inversa estará permanentemente controlado para cumplir con los parámetros predeterminados del proceso. Por ejemplo, las membranas requieren limpiezas a intervalos regulares. En caso de taponarse las

membranas, indicado por un aumento del diferencial de presión a través de las membranas, se requiere una limpieza con una solución química adecuada. (PLASA IWP S. L, 2013)

3.1.8.2 Aspectos importantes a considerar.

Los materiales e instrumentos del equipo, con excepción de los accesorios incluyendo las membranas, se han diseñado para una vida útil de entre 10 y 20 años trabajando a pleno rendimiento y de manera continua. Por esta razón es importante que la planta sea diseñada y construida para que no tenga vibraciones ni elevados niveles de ruido. Los materiales son escogidos y fabricados adecuadamente para asegurar la máxima fiabilidad y disponibilidad de éstos con el mínimo mantenimiento. Debe considerarse:

- Mano de obra muy eficiente.
- Gran experiencia y conocimientos en este sector.

Otros aspectos a tener en consideración:

- Calidad de los componentes
- Construcciones resistentes
- Control exhaustivo de todas las operaciones
- Mínimo mantenimiento

La distribución y el control de la planta es realizado por un único panel de control que será capaz de encender y cerrar parcialmente o completamente los equipos del sistema de osmosis inversa. (PLASA IWP S. L, 2013)

3.1.9 Reserva baja y alta.

El volumen de almacenamiento calculado es de 50 m³, los cuales se distribuirán en una reserva alta y una baja. Por requerimientos de la planta desalinizadora se ubicará un tanque de 20 m³ de agua pre tratada antes ingresar al tratamiento de desalinización,

para luego después del proceso almacenar agua tratada en la reserva baja de 20 m³ de donde por medio de bombeo y previo a una cloración, el agua se almacenará en la reserva alta de 20 m³ para de ahí distribuir agua potable a la población.

Por lo tanto, se tendrá dos reservas bajas de 20 m³ cada una, los tanques serán de sección circular tipo ferrocemento. Y una reserva alta de 20 m³ de sección rectangular construido en hormigón armado.

La torre será de 20 m de altura, construida en hormigón armado.

El sistema de bombeo que eleva el agua consiste de 2 bombas eléctricas de eje horizontal de igual potencia 4 Hp, una de ellas será de reserva. Igualmente serán reemplazadas a los 5 años de operación.

En la caseta de bombeo se ubicarán los tableros de control para encendido y apagado de las bombas. En el interior de la estación existirán todos los elementos que aseguren la estabilidad (anclajes) de la tubería de impulsión y de las válvulas.

Las dimensiones de los tanques se presentan en las tablas 15 y 16.

Tabla 15. Dimensiones reserva baja (ferrocemento)

Dimensiones reserva baja		
Diámetro	Altura	Volumen agua
m	m	m ³
3.4	2.2	20

Fuente: Autores

Detalles (Anexo 8, lámina 10).

Tabla 16. Dimensiones reserva alta (Rectangular)

Dimensiones reserva alta			
L (m)	B (m)	Altura (m)	Volumen agua (m ³)
3,5	3,5	1,65	20

Fuente: Autores

Detalles (Anexo 8, lámina 12).

3.1.10 Línea de conducción.

Se determina el diámetro óptimo de la línea de conducción que trasladara el agua desde la caseta de bombeo hacia el tanque elevado.

Datos:

$L = 30 \text{ m}$

$Q_b = 4.28 \text{ lt/s} \approx 0,00428 \text{ m}^3/\text{s}$

Cota bombeo = 196 m

Cota tanque = 198 m

Calculamos el diámetro teórico de bombeo en pulgadas con la expresión:

$$D_{tbombeo} = 1,8675 \sqrt{Q_b L} \quad (\text{Ec. 43})$$

$$D_{tbombeo} = 1,8675 \sqrt{4,28}$$

$$D_{tbombeo} = 3,86 \text{ in}$$

Escogemos diámetros comerciales que serían 4 in que es aproximado a 110 mm.

Calculamos el diámetro en función de las velocidades máximas y mínimas que nos exige la norma y son $V_{\max} = 6 \text{ m/s}$ y $V_{\min} = 0,45 \text{ m/s}$.

$$D_{t\min} = \sqrt{\frac{1,974 * Q_b}{V_{\max}}} \quad (\text{Ec. 44})$$

$$D_{t\min} = \sqrt{\frac{1,974 * 4.28}{6}} = 1.18 \text{ in} \approx 32 \text{ mm}$$

$$D_{t\max} = \sqrt{\frac{1,974 * Q_b}{V_{\min}}} \quad (\text{Ec. 45})$$

$$D_{t\max} = \sqrt{\frac{1,974 * 4.28}{0,45}} = 4.33 \text{ in} \approx 110 \text{ mm}$$

Las pérdidas se calcularán con la ecuación de Hazen-Williams

$$Hf = \left(\frac{Q}{0,28 * C * D^{2,63}} \right)^{1,85} \quad (\text{Ec. 46})$$

Donde:

Coeficiente para PVC, C = 150

D: diámetro interno

$$Hf = \left(\frac{0,00428}{0,28 * 150 * 0,1046^{2,63}} \right)^{1,85}$$

$$Hf = 0,0024 \text{ m}$$

Calculamos la velocidad:

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{Ec. 47})$$

$$V = \frac{4 * 0,00428}{\pi * 0,1046^2}$$

$$V = 0,50 \text{ m/s}$$

En la tabla 17 se muestra las pérdidas y las velocidades de otros diámetros calculados:

Tabla 17. Pérdidas y velocidades en función de los diámetros

Diámetro (mm)	D int (m)	V (m/s)	Hf (m)
32	0.0378	3.81	0.3439
50	0,0474	2.43	0.1143
63	0.0598	1.52	0,0369
110	0,1046	0,50	0,0024

Fuente: Autores

Se adopta el diámetro de 63 mm porque es un diámetro más comercial y está dentro de los rangos permitidos de velocidad exigida en la norma.

3.1.10.1 Carga Dinámica Total.

Es la suma de todas las pérdidas de carga desde la caseta de bombeo hasta el tanque elevado.

3.1.10.2 Pérdidas por altura de conducción.

Es la diferencia entre la cota de bombeo y la cota del tanque elevado.

$$Hf1 = \text{cota bombeo} - \text{cota tanque elevado} \quad (\text{Ec. 48})$$

$$Hf1 = 198 - 196 = 2 \text{ m} + \text{altura del tanque}$$

$$Hf1 = 2 + 22 = 22 \text{ m}$$

3.1.10.3 Pérdida en la tubería de conducción (perdida por tramo).

Es la longitud del tramo que estamos analizando multiplicado por Hf calculado con la fórmula de Hazen-Williams.

$$hf = L * Hf \quad (\text{Ec. 49})$$

$$hf = 30 * 0,0369 = 1.11 \text{ m}$$

3.1.10.4 Pérdida por velocidad.

Esta pérdida se produce por la acción de la gravedad y la velocidad que estarán actuando sobre el líquido.

$$Hfv = \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ec. 50})$$

$$Hfv = \frac{1.52^2}{2 * 9,81} = 0,08 \text{ m}$$

3.1.10.5 Pérdidas menores.

Este tipo de pérdidas se las calcula de acuerdo al número de accesorios que se tenga a lo largo de la conducción, para nuestro tomaremos el 10% de la pérdida por conducción (pérdida por tramo).

$$H_{fm} = 10\%(H_f) \quad (\text{Ec. 51})$$

$$H_{fm} = 10\%(1.11) = 0.11 \text{ m}$$

3.1.10.6 Altura de reserva.

Se considera una altura de reserva de 2 a 4 m, para nuestro proyecto consideraremos el promedio que es de 4m. (Sistema hidroneumáticos 2010, pág 20).

$$H_{freserva} = 4 \text{ m}$$

Como la carga dinámica total es la suma de todas las pérdidas a lo largo de la conducción procedemos a sumar las mismas.

$$CDT = H_{f1} + h_f + H_{fv} + H_{fm} + H_{freserva} \quad (\text{Ec. 52})$$

Donde:

CDT: carga dinámica total

H_{f1}: pérdidas por altura

H_f: pérdida por tramo

H_{fv}: pérdidas por velocidad

H_{fm}: pérdidas menores

H_{freserva}: altura de reserva

$$CDT = 24 + 1.11 + 0.08 + 0.11 + 4$$

$$CDT = 29.30 \text{ m}$$

3.1.10.7 Potencia del equipo de bombeo.

El equipo de bombeo es la pieza fundamental de proyecto ya que esta será la encargada de llevar el agua desde la caseta de bombeo hasta el tanque elevado.

Utilizaremos la siguiente formula:

$$Pot = \frac{CDT * Q_b}{76 * e} \quad (\text{Ec. 53})$$

Donde:

Pot= Potencia de la bomba en Hp

Qb= Caudal de bombeo

e= Eficiencia de la bomba (se trabajará con 65% de eficiencia)

$$Pot = \frac{29.30 * 4.28}{76 * 65\%}$$

$$Pot = 2.54 \text{ Hp}$$

Para elevar el agua desde la caseta de bombeo al tanque elevado se puede adoptar entre 3 y 4 Hp, depende del criterio del consultor en este caso tomaremos una bomba con potencia de 4 Hp.

3.1.10.8 Verificación del golpe de ariete

Para el cálculo de la sobrepresión se debe primero obtener el valor de la celeridad, que se calcula con la fórmula propuesta por Allieve:

$$Ce = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{Ec. 54})$$

Donde:

Ce= Celeridad o velocidad de onda en m/s

K= $10^{10}/E$, siendo E el módulo de elasticidad del material en kg/m²

D= Diámetro interior en mm

e= espesor del tubo en mm

Tabla 18. Valores de E según materiales.

MATERIAL	E (kg/m ²)
T. hierro, acero y hormigón armado	$2 \cdot 10^{10}$
T. fundición dúctil	$1,7 \cdot 10^{10}$
T. fundición laminar	10^{10}
T. aluminio	$7 \cdot 10^9$
T. hormigón pretensado	$4 \cdot 10^9$
T. amianto-cemento	$1,85 \cdot 10^9$
T. PVC	$3 \cdot 10^8$
T. polipropileno	$12 \cdot 10^7$
T. polietileno alta densidad	$9 \cdot 10^7$
T. polietileno baja densidad	$12 \cdot 10^6$

Fuente: (U. P. DE CARTAGENA, 2012)

Para material PVC tenemos:

$$K = \frac{1 \times 10^{10}}{3 \times 10^8} = 33.33 \quad (\text{Ec. 55})$$

$$Ce = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 33,33 \frac{59.8}{1.6}}}$$

$$Ce = 382.14 \text{ m/s}$$

La sobrepresión se calcula con la expresión:

$$Sp = \frac{Ce * V}{g} \quad (\text{Ec. 56})$$

$$Sp = \frac{275.21 * 1.52}{9,81}$$

$$Sp = 42.64 \text{ mca}$$

$$Sp = 4.26 \text{ kg/cm}^2$$

La tubería seleccionada para la conducción es PVC P con diámetros, nominal de 63 mm e interno de 59.8 mm y cuyo espesor de las paredes es de 1.6 mm. La presión de trabajo de las tuberías es de 6,43 kg/cm² (Anexo 3), mayor que el valor de la

sobrepresión de 4.26 Kg/cm^2 , por lo que no existirá problemas en los conductos, las paredes absorberán toda la sobrepresión.

3.1.11 Red de distribución y conexiones domiciliarias.

Es el sistema de tuberías conectadas entre sí por accesorios que nos permitirán llevar el agua potable desde el tanque elevado hacia su destino final que serán las conexiones domiciliarias.

Según la norma SENAGUA que nos estamos guiando para la población que tenemos, no se considera ningún valor de caudal contra incendios que se le deba añadir al caudal máximo horario, este es el caudal con el cual se diseñara la red de distribución.

Debido a las condiciones, topográficas del lugar y a la dispersión de las viviendas no es posible diseñar una red cerrada formando mallas, por lo tanto, en el siguiente proyecto se diseña una red de distribución abierta cuyos puntos de intersección (nudos), así como los tramos de tubería deben cumplir las normas vigentes tanto en presión como en velocidad.

En nuestro proyecto se utilizará tubería de PVC para toda la red de distribución, dicho material es un polímero termoplástico que a temperatura ambiente es rígida y al aumentar la temperatura se vuelve blanda y fácil de manejar. Según catálogo de tuberías de presión los diámetros comerciales van desde 20 hasta 630 mm, y su presión de trabajo es 1.25 MPa hasta 0.63 MPa.

Según calicatas realizadas en el sector tenemos profundidades de suelo entre 0 a 20 cm, 20 a 40 cm y en algunas partes se encuentra capas vegetales de 40 a 50 cm y a partir de ahí se encuentra roca volcánica. La excavación en roca tiene un costo elevado por la utilización martillos mecánicos y esto elevaría nuestro presupuesto.

Como la profundidad es variable en virtud de la capa vegetal hasta llegar al manto rocoso, la tubería puede quedar enterrada hasta dichas profundidades, y no será necesario excavar en roca, salvo criterios de fiscalización para cumplir con la norma. En el sector no existe tráfico pesado y el liviano es esporádico, por lo que en los cruces de vías e ingresos vehiculares se podría revestir la tubería con hormigón simple.

Para evitar el desperdicio del agua y asegurar que se utilice exclusivamente para cubrir las necesidades domésticas, se debe registrar el consumo para la aplicación de tarifas, en este sentido se ha previsto la instalación de conexiones domiciliarias con medidor.

3.1.11.1 Trazado de la red.

De acuerdo a la topografía del sitio de estudio, se trazó la red de distribución que se divide en la figura 6.

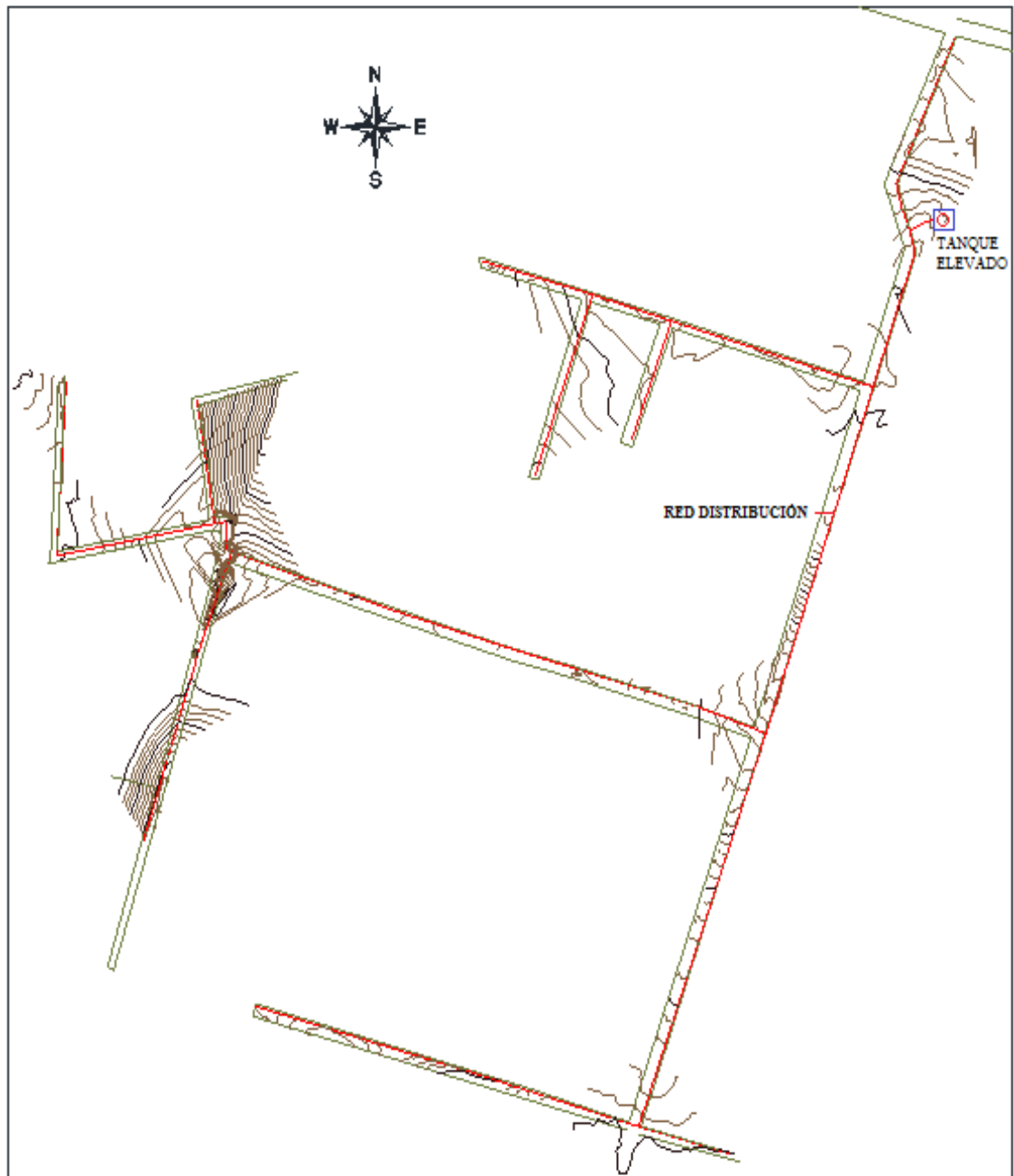


Figura 6. Red de distribución

Fuente: Autores

3.1.11.2 Parámetros de diseño de la red de distribución.

La red de distribución está diseñada para el caudal máximo horario y podrá ser conformada por ramales abiertos y cerrados o una combinación de los dos sistemas. (SENAGUA, 2014).

En nuestro proyecto se realiza un sistema de red abierta o ramificado.

3.1.11.3 Presión.

Las presiones serán controladas en los nudos, según SENAGUA la presión máxima estática es de 40 mca y la dinámica mínima será de 7 mca.

3.1.11.4 Velocidad.

La velocidad mínima es de 0,45 m/s y la máxima de 6 m/s, por ningún motivo deberán ser inferiores a 0,3 m/s ya que no se garantizará la auto limpieza del sistema.

3.1.11.5 Diámetros.

Los diámetros se determinaron de acuerdo a la velocidad de circulación y caudal que transportara cada tramo de tubería.

3.1.11.6 Cálculos hidráulicos.

Los cálculos hidráulicos se lo realizaron con ayuda del software Watercad. Los resultados se presentan en la tabla 19.

Tabla 19. Resultados en los diferentes tramos de tuberías.

Tubería	Longitud m	Diámetro mm	Hazen-Williams C	Caudal l/s	Velocidad m/s	Pérdidas m/m
TUB TI B	20.00	75	150	-3.27	0.74	0.007
TUB RT	105.00	20	150	0.1	0.32	0.007
TUB RS	381.00	32	150	-0.36	0.45	0.008
TUB PQ	149.00	20	150	0.14	0.45	0.014
TUB NP	157.00	32	150	0.29	0.36	0.005
TUB NO	107.00	20	150	0.1	0.32	0.008
TUB LN	35.00	32	150	0.42	0.53	0.011
TUB LM	262.00	25	150	-0.25	0.51	0.013
TUB KR	330.00	32	150	0.8	1	0.035
TUB KR	28.00	32	150	0.8	1	0.035
TUB KL	14.00	50	150	1.19	0.61	0.008
TUB KL	527.00	50	150	1.19	0.61	0.008
TUB HJ	105.00	20	150	0.1	0.32	0.007
TUB HI	165.00	20	150	-0.16	0.5	0.017
TUB FH	79.00	25	150	0.33	0.68	0.023
TUB FG	109.00	20	150	0.1	0.33	0.008
TUB EK	313.00	75	150	2.29	0.52	0.004
TUB EF	12.00	40	150	0.63	0.5	0.008
TUB EF	194.00	40	150	0.63	0.5	0.008
TUB CE	135.00	75	150	3.05	0.69	0.007
TUB CD	17.00	20	150	0.18	0.57	0.021
TUB CD	171.00	20	150	0.18	0.57	0.021
TUB BC	33.00	75	150	3.26	0.74	0.007

Fuente: Autores

Tabla 20. Resultado de los diferentes nudos del sistema.

Nudo	Elevación m	Demanda l/s	Piezométrica m	Presión m H ₂ O
T	165.01	0.1	203.15	38.1
S	174.06	0.36	200.86	26.7
R	165.44	0.34	203.92	38.4
Q	201.93	0.14	208.75	7.0
P	200.3	0.15	210.81	10.5
O	200	0.1	210.84	10.8
N	193	0.03	211.65	18.6
M	177.22	0.25	208.51	31.2
L	191	0.51	212.03	21
K	183.17	0.3	216.51	33.3
J	206.2	0.1	213.6	7.4
I	194.68	0.16	211.59	16.9
H	200.66	0.08	214.38	13.7
G	199.24	0.1	215.33	16.1
F	202	0.2	216.17	14.1
E	200.97	0.13	217.72	16.7
D	194.73	0.18	214.6	19.8
C	198.04	0.03	218.6	20.5
B	197.83	0.01	218.85	21

Fuente: Autores

3.1.12.8 Resultados.

Al analizar los resultados del sistema de agua potable en todos los nudos estamos cumpliendo las presiones máximas y mínimas que estipula la norma, en cuanto a velocidades estas se encuentran entre 0,32 y 1,0 m/s. No tenemos ningún valor inferior a 0,3 m/s lo que nos estaría garantizando la auto limpieza del sistema.

Capítulo IV

Saneamiento

4.1 Generalidades.

En la actualidad en el Recinto Los Guayabillos no existe ningún sistema de eliminación de aguas servidas seguro, pues estas son vertidas directamente en las grietas cercanas a las viviendas, produciendo de esta manera contaminación del medio ambiente.

4.2 Alternativas.

Existen algunas alternativas para la disposición de aguas servidas que se analizaron en el numeral 1.7.2. Resulta la alternativa más económica y técnicamente posible de ejecutar por su fácil instalación y mantenimiento los biodigestores unifamiliares, que nos garantiza el tratamiento de aguas servidas bajando de manera considerable el grado de contaminación.

4.3 Biodigestores.

Un biodigestor no es más que un recipiente cerrado herméticamente, en el cual se deposita la materia orgánica que es degradada por acción de microorganismos anaerobios, produciendo gas metano y bioabono (biol) que podría ser utilizado como fertilizante ya que tiene gran cantidad de nitratos y fosfatos. (Herrero, 2008)

En esta ocasión lo utilizaremos como un tanque séptico de uso doméstico con arrastre de agua, aplicado al saneamiento domiciliario.

El diseño de un biodigestor depende directamente de algunos parámetros como la temperatura del medio ambiente, la cual marca la actividad de las bacterias que digieren la materia orgánica, a mayor temperatura, mayor actividad reduciendo el tiempo de retención. Por otro lado, las cargas diarias de materia orgánica junto con el tiempo de retención determinarán el volumen del biodigestor. (Herrero, 2008).

4.3.1 Consideraciones a tener en cuenta para el biodigestor.

1. Es importante que el biodigestor reciba solo las aguas del inodoro y no el agua de lavamanos, fregadero o de la ducha, ya que estos contienen jabones y detergentes que matan a las bacterias que se encuentran en el interior del biodigestor. La higiene de los baños debe ser solo con agua, y solo una o dos veces por semana con detergente. (Herrero, 2008)
2. Es recomendable instalar un registro previo al biodigestor.
3. Todas las tuberías conectadas antes del biodigestor, deberán ser de por lo menos 10 cm de diámetro, con una pendiente mínima del 2%.
4. Si el equipo está conectado a una cocina o algún sitio que genere grasa en grandes cantidades, se recomienda instalar una trampa de grasa antes del biodigestor. (Herrero, 2008).

4.4 Componentes del sistema.

4.4.1 Biodigestores Unifamiliares.

El biodigestor es una unidad para el tratamiento primario de las aguas residuales domésticas, mediante un proceso de retención y degradación séptica anaerobia de la materia orgánica.

Utilizaremos biodigestores de poliéster reforzado de fibra de vidrio (P.R.F.V.) de dos compartimentos para 5 usuarios. (Ver figura 7)



Figura 7. Biodigestores unifamiliares para 5 usuarios

Fuente: proveedor

4.4.1.1 Ficha técnica del biodigestor.

Tabla 21. Ficha técnica del biodigestor.

DIMENSIONES BÁSICAS PARA 5 PERSONAS	
Material constructivo	Poliéster reforzado con fibra de vidrio (P.R.F.V)
Diámetro	0,70 m
Largo total	1,60 m
Capacidad total	0,640 m ³
Cámara de digestión	0,44 m ³
Filtro biológico de grava con sistema de retro lavado	0,2 m ³
Válvula inferior para descarga de lodos	$\Phi = 3"$
Ingreso de aguas residuales en tubería de	$\Phi = 4"$
Salida de aguas tratadas en tubería de	$\Phi = 4"$
Salida de gases en tubería de	$\Phi = 1"$
Reja de desbaste de	$\Phi = 0,4$ m por altura = 0,30m
Filtro de arena de	$\Phi = 0,5$ m altura = 1,0m (opcional)
Filtro de carbón activado de	$\Phi = 0,5$ m altura = 1,0m (opcional)
Área requerida para su instalación	(2,0 x 1,0) m

Fuente: Proveedor

4.4.1.2 Funcionamiento.

En el primer compartimento del biodigestor compacto anaeróbico, que es una cámara de digestión que realiza la homogenización del agua, la sedimentación primaria de los sólidos y una parcial digestión de la materia orgánica por parte de organismos y bacterias anaeróbicas. Con estos tratamientos se obtiene también una buena clarificación del agua, gracias a la eliminación de la mayoría de las sustancias sólidas. (ECODEMA, 2016)

A la salida del primer compartimento se retendrá aproximadamente un 80% de sólidos en suspensión y se reducirá un 30 % de DBO5.

El segundo compartimiento corresponde al filtro biológico anaeróbico formado por material (grava), donde se realiza la degradación y digestión biológica de la materia orgánica, gracias a la acción de microorganismos anaeróbicos. (ECODEMA, 2016)

Según ECODEMA, el agua procedente desde la parte superior del primer compartimento es distribuida hacia la parte inferior del segundo compartimento mediante una tubería sifónica y atraviesa de forma ascendente los cuerpos filtrantes, que sirven también de soporte a los microorganismos anaerobios que se adhieren a ellos y van degradando la materia orgánica disuelta en suspensión coloidal que el agua contiene.

Las aguas tratadas serán desalojadas por una tubería de salida instalada en la parte superior del compartimento.

4.4.1.3 Características.

Las características del sistema según (ECODEMA, 2016), son los siguientes:

- a) Son sistemas de depuración apropiados para viviendas unifamiliares.
- b) No necesitan energía eléctrica para su funcionamiento.
- c) Tienen costos iniciales y de operatividad muy bajos, lo se considera ventaja sobre otros tratamientos anaeróbicos.
- d) Su mantenimiento se limita a la extracción de lodos del primer compartimento, aproximadamente cada 12 meses.
- e) No precisa de personal calificado para su funcionamiento ya que su sistema de depuración es sencillo entre otros métodos.
- f) Se consigue una reducción de DBO5 aproximadamente entre un 60 – 70%, con aguas residuales de uso doméstico.

4.4.1.4 Localización.

Se tiene que ubicar un biodigestor mínimo a 60 m de distancia con respecto a embalses o cuerpos de agua utilizados como fuente de abastecimiento, debe estar a 30 m de distancia de pozos de agua y separarse por lo menos a 5 m de edificaciones o predios colindantes. (ROTOPLAS, 2013).

Capítulo V

Impacto ambiental

5.1 Generalidades.

El estudio de impacto ambiental es un proceso sistemático que se hace para predecir las consecuencias ambientales de un proyecto propuesto. El objetivo es asegurar que se identifiquen los potenciales riesgos ambientales.

Todas las actividades que el hombre realiza en el medio generan un impacto en el ambiente. Los impactos ambientales pueden ser positivos, si el medio se beneficia, o negativos, si se perjudica el medio ambiente. (ECOLOGÍA VERDE, 2019)

5.2 Impactos positivos.

Las actividades que tienen un impacto positivo son aquellas que benefician al medio ambiente o aquellas cuyo objetivo es corregir los efectos negativos de las actividades humanas.

Reforestación: Los incendios, la sequía o la deforestación provoca la pérdida de productividad del suelo y de biodiversidad, por lo tanto, el proceso contrario, es decir, volver a plantar vegetación es algo positivo.

Tratamiento de aguas residuales: Los humanos hacemos numerosos usos del agua mediante los cuales ésta sufre cambios en su composición; adición de químicos y materia orgánica, proliferación de organismos patógenos, cambios en los parámetros físico-químicos (temperatura, pH, sales disueltas, oxígeno disuelto, etc). De ser devuelta a la naturaleza en ese estado causaría numerosos desastres ecológicos. La depuración de las aguas tiene un impacto positivo en el medio ambiente, pues el proceso consiste en devolverle la calidad que tenía antes de su uso. (ECOLOGÍA VERDE, 2019)

5.3 Impactos negativos.

Los impactos ambientales negativos son aquellas alteraciones en el medioambiente que perjudican tanto el medio natural como la salud humana. Por tanto, las principales consecuencias son la contaminación del planeta (tierra, agua, y aire), la pérdida de biodiversidad y el incremento de enfermedades y problemas de salud.

Los impactos ambientales negativos pueden clasificarse según su efecto en el tiempo y la capacidad de volver a la situación anterior al impacto:

Temporales: se trata de un impacto a corto plazo y por tanto el medio puede recupera el estado anterior al impacto.

Persistentes: se trata de un impacto a largo plazo con efectos duraderos en el tiempo y en el espacio.

Irreversibles: el impacto es de tal magnitud que genera un impacto permanente en el medio.

Reversible: el medio natural podría recuperarse o no del todo a corto, medio o largo plazo.

Existen muchas actividades con fuertes impactos ambientales negativos. Las actividades humanas son las principales fuentes de contaminación y afectan al medio ambiente de distintas formas:

La contaminación del agua se produce sobre todo por los vertidos de aguas industriales con sustancias tóxicas, por vertido de aguas residuales de las poblaciones, y por utilizar ríos, lagos y mares como vertederos (especialmente de plásticos). El impacto se traduce en una pérdida de la biodiversidad, un incremento de la eutrofización y un cambio en los ciclos biogeoquímicos. (ECOLOGÍA VERDE, 2019)

La contaminación del suelo se produce sobre todo por el enterramiento y la deposición de residuos (basuras, residuos nucleares) y por fugas o accidentes de

industrias y fábricas. Todo esto conlleva a la pérdida de biodiversidad y la contaminación de aguas subterráneas.

La contaminación atmosférica se produce sobre todo por la emisión de gases nocivos por fuentes fijas (industrias, casas, etcétera.) y móviles (vehículos). Los efectos de este impacto son la pérdida de la capa de ozono, el efecto invernadero y fenómenos como la lluvia ácida, el smog (niebla de gases tóxicos como el CO₂, CO o gases sulfurosos). (ECOLOGÍA VERDE, 2019).

5.4 Identificación y evaluación de impactos

En los proyectos se realiza el estudio del impacto ambiental en la fase de estudio y diseño, en la fase constructiva y en la fase de operación y mantenimiento.

5.4.1 Impactos ambientales durante la fase de estudios y diseño.

En esta fase no se generó ningún tipo de impacto ambiental ya que se realizó solo el análisis de la información existente y la información faltante se la realizó mediante encuestas en el sitio de estudio.

5.4.2 Impactos ambientales durante la fase constructiva.

En esta fase puede producir impactos positivos y negativos que duraran solo el tiempo de construcción de la obra, se los cataloga como temporales.

5.4.2.1 Impactos positivos.

Se generan en el ámbito social ya que generará ofertas de empleo para personas del sector, además la plusvalía de los terrenos mejorará al contar con el servicio de agua potable, también aumentará la cantidad de turistas a los distintos hoteles del sector, y lo más importante se mejorará la calidad de vida de la población.

5.4.2.2 Impactos negativos.

Estos impactos serán temporales pues solo durarán mientras se realice la construcción de la obra además serán de muy baja magnitud por lo que no será un problema de mayor importancia para la población.

Algunos de estos impactos son la generación de contaminación y ruido por parte de la máquina excavadora y de la maquinaria pesada.

5.4.3 Impactos ambientales durante la fase de operación y mantenimiento.

En esta fase los impactos serán permanentes y temporales y tendrán que ver mucho con la vida útil del proyecto, existirán impactos positivos y negativos.

5.4.3.1 Impactos positivos.

La población por medio de una capacitación quedara a cargo de la operación y mantenimiento del sistema de agua potable por lo que se generara fuentes de empleo, además se mejorara la calidad de vida de los pobladores al contar con el servicio de agua potable en sus hogares.

Con la implementación de biodigestores se tendrá en mejor tratamiento de las aguas servidas y así no contaminaremos en exceso el ambiente.

5.4.3.2 Impactos negativos.

Molestias por el mantenimiento tanto de los biodigestores como en el sistema de agua potable.

5.5 Evaluación de impactos.

Al proyecto se lo ha dividido en tres fases y cómo podemos darnos cuenta el que mayor impacto ambiental produce es la fase de construcción y nos regiremos en esta

para realizar la respectiva evaluación del impacto ambiental, también se incluirá la fase de operación y mantenimiento.

La fase de evaluación y diseño no producen un mayor impacto ambiental por lo que no genera un problema en el proyecto.

Se tomará en cuenta las siguientes actividades para poder elaborar la matriz de Leopold.

Tabla 22. Clasificación de actividades

Nº	ETAPA DE CONSTRUCCIÓN
1	Campamento
2	Replanteo
3	Perforación de pozo
4	Estación de bombeo
5	Planta de tratamiento
6	Reservas
7	Operación de maquinaria
8	Transporte de materiales
9	Tendido de redes
10	Acometidas domiciliarias
	ETAPA DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
11	Operación
12	Mantenimiento
13	Manejo de lodos

Fuente: Autores

5.5.1 Matriz de Leopold.

La Matriz de Leopold es un método universalmente empleado para realizar la evaluación del impacto ambiental que puede producir un determinado proyecto.

En sí, es una matriz interactiva simple donde se muestra las acciones del proyecto o actividades en un eje y los factores o componentes ambientales posiblemente afectados en el otro eje de la matriz.

Cuando se presume que una acción determinada va a provocar un cambio en un factor ambiental, éste se apunta en el punto de la intersección de la matriz y se describe además su magnitud (Mgn) e importancia (Imp). (LARA, 2017)

Los valores de magnitud van precedidos de un signo positivo (+) o negativo (-), en una escala del 1 al 5 siendo 1 el valor más bajo y 5 el valor más alto, según se trate de efectos en provecho o desmedro del medio ambiente, respectivamente, entendiéndose como provecho a aquellos factores que mejoran la calidad ambiental. (LARA, 2017)

Con los promedios positivos y negativos no se puede saber que tan beneficiosa o negativa es la acción propuesta, para definir esto se recurre al promedio aritmético. Para obtener el valor en el casillero respectivo, sólo basta multiplicar el valor de la magnitud con la importancia de cada casillero, y adicionarlos algebraicamente según cada columna. De igual forma las mismas estadísticas que se hicieron para cada columna deben hacerse para cada fila. (LARA, 2017)

Tabla 23. Matriz de Leopold.

MATRIZ DE EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES																																										
COMPONENTES AMBIENTALES			ACTIVIDADES - ACCIONES		Campamento		Replanteo		Perforación del pozo		Estación de bombeo		Planta de tratamiento		Reservas		Operación de Maquinaria		Transporte de materiales		Tendido de redes		Acometidas domiciliarias		Operación		Mantenimiento		Manejo de lodos		Impactos Positivos		Impactos Negativos		Valoración de Impactos		Impacto por sub componente		Impacto por componente		Impacto total del proyecto	
					Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp	Mgn	Imp
MEDIO ABIOTICO	AIRE	Calidad de Aire / Emisiones					-2,0	2,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-1,0	1,0	-2,0	2,0	-2,0	2,0					-1,0	1,0			-1,0	1,0			0,0	8,0	-20,0		-68	-158	-67					
		Niveles de Ruido y Vibraciones	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-3,0	3,0	-3,0	3,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-3,0	3,0	-2,0	2,0	-2,0	2,0			-1,0	1,0	-1,0	1,0				0,0	12,0	-48,0										
	AGUA	Calidad de agua superficial													-1,0	1,0	-1,0	1,0											0,0	2,0	-2,0		-3									
		Calidad de agua de mar					-1,0	1,0																					0,0	1,0	-1,0											
	SUELO	Erosión / erodabilidad	-2,0	2,0	-2,0	2,0	-3,0	3,0	-2,0	2,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-2,0	2,0			-2,0	2,0	-2,0	2,0								0,0	9,0	-38,0		-87								
		Afectación de hábitats	-2,0	2,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-1,0	1,0	-1,0	1,0	-1,0	1,0	-2,0	2,0			-2,0	2,0	-2,0	2,0					-1,0	1,0		0,0	10,0	-25,0										
		Calidad de suelo por presencia de desechos	-1,0	1,0	-1,0	1,0	-1,0	1,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-1,0	1,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-2,0	2,0	-2,0	2,0					-1,0	2,0		0,0	11,0	-24,0										
MEDIO BIOTICO	FLORA	Flora Terrestre	-2,0	2,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-2,0	2,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0						-1,0	2,0	0,0	11,0	-30,0		-30	-71	-61						
		Flora Acuática																											0,0	0,0	0,0											
	FAUNA	Fauna Terrestre	-2,0	2,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-2,0	2,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-1,0	1,0	-1,0	1,0							0,0	10,0	-25,0											
		Aves	-2,0	2,0				-1,0	1,0	-1,0	1,0	-2,0	2,0	-2,0	2,0	-1,0	1,0	-1,0	1,0										0,0	7,0	-16,0		-41									
COMPONENTE SOCIAL	SOCIAL	Fauna Acuática																											0,0	0,0	0,0			162	162							
		Plusvalía del terreno																				3,0	3,0	4,0	4,0					2,0	0,0	25,0										
		Generación de Empleo	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	13,0	0,0	72,0									
		Expropiación de terrenos	2,0	2,0			2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0											5,0	0,0	20,0											
		Calidad de vida de Población										2,0	2,0	2,0	2,0	1,0	1,0				4,0	4,0	4,0	4,0					2,0	2,0	6,0	0,0	45,0									
		Promedios Positivos						2,0	1,0		2,0	2,0	3,0	3,0	2,0		1,0		3,0	3,0		1,0		1,0		2,0			26													
		Promedios Negativos						7,0	6,0		8,0	8,0	8,0	8,0	9,0		7,0		7,0	7,0		6,0		2,0		1,0	4,0				81,00											
		Promedios Aritméticos						-17,0	-14,0		-19,0	-23,0	-8,0	1,0	-28,0		-4,0		12,0			26,0		2,0		3,0	2,0						-67,00									

Fuente: Autores

Tabla 24. Matriz de Leopold referencial.

MATRIZ DE EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES																																							
COMPONENTES AMBIENTALES			ACTIVIDADES - ACCIONES																								Impactos Positivos			Impactos Negativos		Valoración de Impactos		Impacto por sub componente		Impacto por componente		Impacto total del proyecto	
			Campamento		Replanteo		Perforación del pozo		Estación de bombeo		Planta de tratamiento		Reservas		Operación de Maquinaria		Transporte de materiales		Tendido de redes		Acometidas domiciliarias		Operación		Mantenimiento														
MEDIO ABIOTICO	AIRE	Calidad de Aire / Emisiones	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	0,0	13,0	-325,0	-650	-2275	-260							
		Niveles de Ruido y Vibraciones	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	0,0	13,0	-325,0	-650									
	AGUA	Calidad de agua superficial	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	0,0	13,0	-325,0	-650									
		Calidad de agua de mar	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	0,0	13,0	-325,0	-650									
	SUELO	Erosión / erodabilidad	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	0,0	13,0	-325,0	-975									
		Afectación de hábitats	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	0,0	13,0	-325,0	-975									
		Calidad de suelo por presencia de desechos	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	0,0	13,0	-325,0	-975									
MEDIO BIOTICO	FLORA	Flora Terrestre	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	0,0	13,0	-325,0	-650	-1625	-260							
		Flora Acuática	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	0,0	13,0	-325,0	-650									
	FAUNA	Fauna Terrestre	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	0,0	13,0	-325,0	-975									
		Aves	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	0,0	13,0	-325,0	-975									
		Fauna Acuática	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	-5,0	5,0	0,0	13,0	-325,0	-975									
COMPONENT E SOCIAL	SOCIAL	Plusvalía del terreno	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	13,0	0,0	325,0	1300	1300								
		Generación de Empleo	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	13,0	0,0	325,0	1300	1300								
		Expropiación de terrenos	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	13,0	0,0	325,0	1300	1300								
		Calidad de vida de Población	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	13,0	0,0	325,0	1300	1300								

Fuente: Autore

Como podemos observar en la matriz de Leopold referencial hemos colocado los valores más altos tanto en magnitud como en importancia, siendo estos los más críticos obteniendo como resultado un valor de impacto total negativo igual a 2600, dicho valor representara el 100% del impacto total del proyecto en el caso más crítico.

Analizando los valores de la matriz de Leopold de nuestro proyecto tenemos un impacto total negativo de 67, el cual relacionaremos con los valores más críticos para saber el porcentaje de impacto ambiental que tendrá nuestro proyecto.

$$\begin{array}{rcl} -2600 & 100\% \\ -67 & x \\ x = 2.58 \% \end{array}$$

Para la ejecución de un proyecto se acepta entre un 15 % al 35 % de impactos. Nuestro proyecto tiene un 2.58 % de impactos lo cual nos indica que nos es un valor muy alto y es aceptable para la viabilidad del proyecto.

5.6 Medidas de mitigación.

Las medidas de mitigación ambiental, constituyen el conjunto de acciones de prevención, control, atenuación restauración y compensación de impactos ambientales negativos que deben acompañar el desarrollo de un proyecto, a fin de asegurar el uso sustentable de los recursos naturales

Una vez determinados los riesgos ambientales se valorarán las medidas necesarias para evitar, mitigar o compensar los daños ambientales.

Existen tres tipos de medidas a tener en cuenta en el desarrollo del proyecto, para mitigar o compensar los efectos del mismo sobre el medio ambiente:

Medidas preventivas: evitan o mitigan las afecciones que se generarían por la construcción o explotación de un proyecto. Estas medidas evitarán la aparición del

impacto o disminuirán su intensidad a priori, por lo que deberán adoptarse previamente a la aparición del mismo.

Medidas correctoras: corrigen un impacto para minimizar su gravedad o sus efectos. Son medidas para minimizar o corregir los impactos ya originados, para recuperar el estado inicial o, al menos, disminuir la magnitud del efecto.

Medidas compensatorias: dirigidas a compensar los efectos irreversibles y más significativos, en los que no es posible la aplicación de medidas correctoras. Son de especial aplicación para compensar efectos en áreas de conservación de la biodiversidad.

(ECOLOGÍA VERDE, 2019)

5.6.1 Medidas mitigación del proyecto.

- Emisión de partículas de polvo

Las partículas de polvo son un problema ya que contaminan el aire, estas partículas se levantan al cruzar los vehículos que transportan el material o se generan al momento de excavaciones o ruptura de rocas.

- Las medidas de mitigación serán:

- 1) Hidratar las vías al momento del tránsito vehicular.
- 2) Tapar el material pétreo que transporta las volquetas.

- Emisión de gases de combustión

Todos los vehículos generan gases que afectan de manera negativa el aire, se tratara de disminuir al máximo la contaminación del aire y esto se lograra utilizando transporte y maquinaria pesada nueva o al menos que se encuentre en buen estado.

Capítulo VI

Presupuesto

6.1 Volúmenes de obra.

Es sumamente importante para realizar el presupuesto determinar los volúmenes de obra.

(Ver anexo 5.1)

6.2 Presupuesto referencial.

Para un análisis de presupuesto es necesario tener un criterio aproximado de los rendimientos de cada uno de los rubros, en especial de mano de obra. Así como también tener en cuenta las actividades que integran el presupuesto de obra. Cabe recalcar que es sumamente importante el conocimiento de leyes de contratación pública, seguridad social, ministerio de trabajo, etc.

La estimación de nuestro proyecto considerando los costos indirectos, equipo asignado al proyecto, mano de obra y materiales suman un total de 2041788.61 dólares, este precio no incluye IVA. Teniendo en cuenta que el costo de vida en las islas Galápagos esta entre un 80 a 90 % más que en el continente.

(Ver Anexo 5.2)

6.3 Análisis de precios unitarios (APUS).

Es el valor individual de cada rubro.

(Ver Anexo 5.3).

6.3.1 Costos indirectos.

Tabla 25. Costos indirectos y utilidad.

COMPONENTES DEL COSTO INDIRECTO	VALOR (USD)	%
DIRECCION DE OBRA	102,089.43	5.00%
ADMINISTRATIVOS	61,253.66	3.00%
LOCALES PROVISIONALES	20,417.89	1.00%
VEHICULOS	30,626.83	1.50%
SERVICIOS PUBLICOS	10,208.94	0.50%
GARANTIAS	61,253.66	3.00%
SEGUROS	61,253.66	3.00%
COSTOS FINANCIEROS	40,835.77	2.00%
PREVENCION DE ACCIDENTES	20,417.89	1.00%
UTILIDAD	102,089.43	5.00%
TOTAL DE INDIRECTOS	510,447.15	25.00%

Fuente: Autores

(Ver Anexo 5.4)

6.3.2 Equipos.

El equipo asignado al proyecto lo podemos ver en la tabla 26.

Tabla 26. Equipo de trabajo.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO	HORAS TOTAL	PRECIO TOTAL
Andamio	Hora	0.30	15,781.53	4,734.46
Bomba 4" Sumergible	Hora	20.00	8.00	160.00
Bomba De Agua	Hora	5.00	183.00	915.00
Bomba De Prueba Hidrostática	Hora	5.00	145.87	729.35
Broca Tungsteno Perforación De Pozos 12"	Hora	80.00	200.00	16,000.00
Camioneta	Hora	15.00	191.00	2,865.00
Cargadora Frontal	Hora	60.00	25.99	1,559.25
Compactador	Hora	6.00	683.62	3,108.67
Compresor 250 Cfm (Diésel)	Hora	35.00	183.00	6,405.00
Concretara	Hora	5.00	321.16	1,605.81
Equipo De Perforación Y Bombeo	Hora	180.00	200.00	36,000.00
Equipo De Suelta Autógena	Hora	15.00	19.12	286.80
Equipo De Topografía	Hora	30.00	32.06	998.79
Equipo Pintura	Hora	10.00	33.38	333.80
Excavadora Mas Martillo	Hora	70.00	2,138.47	149,692.80
Generador 12500W	Hora	5.00	8.00	40.00
Generador Eléctrico	Hora	2.20	93.75	206.25
Grúa 20 Ton	Hora	60.00	8.00	480.00
Grúa Móvil	Hora	60.00	2.00	120.00
Herramienta Menor	Hora	2.00	19,006.67	38,013.34
Martillo De Hincia	Hora	5.00	93.75	468.75
Moto soldadora	Hora	6.00	196.48	1,178.86
Plataforma Grúa	Hora	60.00	4.00	240.00
Retroexcavadora	Hora	60.00	152.65	9,158.90
Soldadora	Hora	5.00	6.00	30.00
Soldadora Eléctrica	Hora	5.00	42.08	210.41
Soplete	Hora	5.00	28.80	144.00
Tecle	Hora	2.00	128.85	257.70
Torre Grúa	Hora	20.00	88.85	1,777.00
Tubería De Perforación De Pozos	Hora	12.00	200.00	2,400.00
Vibrador	Hora	5.00	243.03	2,124.70
			TOTAL :	282,244.64

Fuente: Autores

(Ver Anexo 5.5)

6.3.3 Mano de obra.

Tabla 27. Mano de obra del proyecto.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	SALARIO REAL HORARIO	HORAS TOTAL	PRECIO TOTAL
Albañil (Estr.Oc D2)	Hora	7.24	6,140.24	44,455.29
Ayudante Eléctrico (Estr.Oc D2)	Hora	7.24	19.00	137.56
Cadenero (Estr.Oc D2)	Hora	7.24	69.44	502.74
Carpintero (Estr.Oc D2)	Hora	7.24	25.65	185.71
Chofer (Estr.Oc. C1)	Hora	10.52	194.88	2,050.09
Conferencista Ambiental	Hora	20.50	24.00	492.00
Electricista (Estr.Oc D2)	Hora	7.24	262.74	1,902.24
Fierrero (Estr.Oc D2)	Hora	7.24	276.50	2,001.86
Ingeniero Ambiental (Estr. Oc. B1)	Hora	10.25	60.00	615.00
Ingeniero Civil Nivel 4 (Estr.Oc B1)	Hora	12.30	56.00	688.80
Ingeniero Eléctrico (Estr.Oc B1)	Hora	6.15	40.00	246.00
Ingeniero Electromecánico Especializado(Estr.Oc B1)	Hora	12.30	48.00	590.40
Ingeniero Electrónico Especializado (Estr.Oc B1)	Hora	12.30	0.30	3.69
Inspector (Estr.Oc B3)	Hora	8.04	318.40	2,559.93
Instalador En General (Estr.Oc D2)	Hora	7.24	19.12	138.43
Maestro Electricista (Estr.Oc C1)	Hora	8.02	43.13	345.90
Maestro Especialización Soldador (Estr.Oc C1)	Hora	8.02	228.31	1,831.05
Maestro Mayor De Ejecución De Obra (Estr.Oc C1)	Hora	8.02	923.54	7,406.88
Maestro Mayor De Ejecución De Obra (Estr.Oc C1)	Hora	8.02	10.12	81.19
Maestro Soldador (Estr.Oc C1)	Hora	8.02	78.24	627.49
Mecánico Equipo Pesado (Estr.Oc C1)	Hora	8.02	160.00	1,283.20
Operador Equipo Pesado 1 (Estr.Oc C1)	Hora	8.02	2,658.00	21,317.10
Peón (Estr.Oc E2)	Hora	7.16	20,675.79	148,038.64
Pintor (Estr.Oc D2)	Hora	7.24	351.92	2,547.93
Plomero (Estr.Oc D2)	Hora	7.24	1,564.11	11,324.16
Soldador (Estr.Oc D2)	Hora	7.24	58.26	421.80
Técnico Ambiental (Estr. Oc. B3)	Hora	8.04	120.00	964.80
Técnico Obras Civiles (Estr.Oc D2)	Hora	7.64	56.00	427.84
Topógrafo 2 (Estr.Oc C1)	Hora	8.02	34.07	273.19
		TOTAL=	34,515.76	253,460.91

Fuente: Autores

(Ver Anexo 5.6)

6.3.4 Materiales.

Materiales del proyecto. (VER ANEXO 5.7).

6.4 Cronograma valorado de trabajos.

Es la distribución de los fondos para la ejecución del proyecto.

(Ver Anexo 5.8).

6.5 Ruta crítica.

Es el tiempo que durara la ejecución del proyecto sin considerar eventualidades como clima, accidentes, etc.

(Ver Anexo 5.9)

Capítulo VII

Análisis económico y financiero

7.1 Análisis financiero.

Se cuantifica los ingresos como los egresos que tendrá el proyecto durante su vida útil, se lo realiza por cada año de operación para realizar el análisis económico.

Se debe invertir aproximadamente 2'041.788,61 dólares, para la construcción del sistema de agua potable y saneamiento.

7.1.1 Egresos por operación y mantenimiento.

Se consideró los costos de maquinaria, equipo, herramienta menor, materiales, mantenimientos, equipo de seguridad y personal que estará a cargo del correcto funcionamiento del sistema de agua potable. En la tabla 28 se encuentra el costo para el primer año.

Tabla 28. Costos de operación y mantenimiento.

Componentes	Costo
Personal	51.331,20
Maquinaria, equipo y herramienta menor	1.800,00
Materiales	7.700,00
Mantenimiento	28.000,00
Equipo de seguridad	320,00
Total	89.151,20

Fuente: Autores

La tabla 29 muestra el costo por operación y mantenimiento de cada año de la vida útil del proyecto.

Tabla 29. Costo de operación y mantenimiento.

Año	Costo operación	Total, costo anual
2019	-	-
2020	89.151,20	89.151,20
2021	90.042,71	90.042,71
2022	90.943,14	90.943,14
2023	91.852,57	91.852,57
2024	92.771,10	92.771,10
2025	93.698,81	93.698,81
2026	94.635,80	94.635,80
2027	95.582,15	95.582,15
2028	96.537,97	96.537,97
2029	97.503,35	97.503,35
2030	98.478,39	98.478,39
2031	99.463,17	99.463,17
2032	100.457,80	100.457,80
2033	101.462,38	101.462,38
2034	102.477,01	102.477,01
2035	103.501,78	103.501,78
2036	104.536,79	104.536,79
2037	105.582,16	105.582,16
2038	106.637,98	106.637,98
2039	107.704,36	107.704,36
Suma	1'963.020,63	1'963.020,63

Fuente: Autores

En el (Anexo 6.1) se encuentra los rubros tomados en cuenta para el mantenimiento y operación del sistema de agua potable.

7.1.2 Ingresos.

Los ingresos a considerar son:

- a. El cobro del servicio de agua potable, esto se lo realizara por m³, siendo 4 dólares el costo del m³. (Anexo 6.2)
- b. Por acceder a la red de agua potable, este tendrá un valor de 300 dólares por cada acometida.
- c. Y por compra e instalación de biodigestores, tendrá un valor de 1000 dólares por unidad.

En la tabla 30 se observa los ingresos que se genera por venta de servicios.

Tabla 30. Ingresos por venta de servicios.

Año	Hab.	Consumo m ³	Numero acometidas	Costo acometida	Costo colocación biodigestores	Precio agua/m ³	Ingreso total
2019	324	11988.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00
2020	339	12528.78	50.00	15000.00	7500.00	4.00	72615.14
2021	354	13093.96	2.00	600.00	300.00	4.00	53275.85
2022	370	13684.64	2.00	600.00	300.00	4.00	55638.55
2023	387	14301.96	2.00	600.00	300.00	4.00	58107.83
2024	404	14947.13	2.00	600.00	300.00	4.00	60688.50
2025	422	15621.40	3.00	900.00	450.00	4.00	63835.59
2026	441	16326.09	3.00	900.00	450.00	4.00	66654.35
2027	461	17062.56	3.00	900.00	450.00	4.00	69600.25
2028	482	17832.26	3.00	900.00	450.00	4.00	72679.05
2029	504	18636.69	3.00	900.00	450.00	4.00	75896.74
2030	526	19477.39	3.00	900.00	450.00	4.00	79259.58
2031	550	20356.03	4.00	1200.00	600.00	4.00	83224.12
2032	575	21274.30	4.00	1200.00	600.00	4.00	86897.19
2033	601	22233.99	4.00	1200.00	600.00	4.00	90735.97
2034	628	23236.98	4.00	1200.00	600.00	4.00	94747.91
2035	656	24285.21	4.00	1200.00	600.00	4.00	98940.83
2036	686	25380.73	5.00	1500.00	750.00	4.00	103772.90
2037	717	26525.66	5.00	1500.00	750.00	4.00	108352.64
2038	749	27722.25	5.00	1500.00	750.00	4.00	113138.98
2039	783	28972.81	5.00	1500.00	750.00	4.00	118141.24

Fuente: Autores

7.1.2.1 Beneficios valorados

Son aquellos que se presentan una vez ejecutado el proyecto, tomaremos en cuenta la salud de los habitantes del Recinto, ya que esta mejorará debido al consumo de agua potable.

Se compara la salud de la población antes y después de ejecutado la obra, donde se podrá observar los beneficios que contrae la ejecución del proyecto.

En la tabla 31 se muestra el resumen de los beneficios valorados.

Tabla 31. Beneficios valorados (atención médica)

Año	Beneficios valorados
2019	0
2020	224.565,76
2021	234.696,02
2022	245.283,27
2023	256.348,11
2024	267.912,09
2025	2799.97,73
2026	292.628,55
2027	305.829,16
2028	319.625,25
2029	334.043,69
2030	349.112,56
2031	364.861,19
2032	381.320,24
2033	398.521,77
2034	416.499,27
2035	435.287,74
2036	454.923,77
2037	475.445,59
2038	496.893,16
2039	519.308,24

Fuente: Autores

Para los beneficios valorados se consideró que la cita médica tiene un costo de 60 dólares, la receta médica cuesta alrededor de 60 dólares y un costo aproximado por exámenes de 50 dólares.

Sin ejecutar el proyecto el 100% de los habitantes tienen problemas de salud debido al consumo de agua no tratada, los cuales visitan al médico por lo menos 4 veces al año y se realizan exámenes mínimos 3 veces al año.

Con la ejecución del proyecto la calidad de vida de la población mejorará, y solo el 5% tendrá problemas de salud y de ese valor solo el 50% acudirá al doctor dos veces al año, y el 25% se realizarán algún tipo de exámenes.

En el (Anexo 6.3) están detallados los beneficios valorados.

7.2 Análisis económico.

Para el análisis económico se toma en cuenta los costos por ingresos y egresos durante cada año de la vida útil del proyecto, la diferencia de estos dos valores será utilizada para calcular el valor del VAN, el cual si sus valores son positivos estaremos garantizando la rentabilidad del proyecto.

El TIR se considera como la tasa máxima de interés que podría pagar un proyecto por los recursos utilizados para recuperar la inversión.

La relación beneficio costo B/C será otro indicador, si su valor es mayor a 1 garantizara la rentabilidad del proyecto.

El presupuesto del proyecto será de 2'041.788,61 dólares, cuyo valor será considerado en la tabla 32 de flujo de caja.

Tabla 32. Flujo de caja.

Año	INGRESOS				COSTOS				
	Ingreso por venta	Beneficios valorados	Total ingresos	Inversión	Presupuesto inicial	Costo O & M	Total costos	F.N.C.(B-C)	VAN
2019	0,00	0,00	0,00	0,00	2041788,61	0,00	2041788,61	-2041788,61	-2041788,61
2020	55315,14	224565,76	279880,89	0,00	0,00	89151,20	89151,20	190729,69	170294,37
2021	57575,85	234696,02	292271,88	0,00	0,00	90042,71	90042,71	202229,16	161215,85
2022	59938,55	245283,27	305221,82	0,00	0,00	90943,14	90943,14	214278,68	152519,33
2023	62407,83	256348,11	318755,94	0,00	0,00	91852,57	91852,57	226903,37	144201,19
2024	64988,50	267912,09	332900,59	0,00	0,00	92771,10	92771,10	240129,50	136255,93
2025	67685,59	279997,73	347683,32	0,00	0,00	93698,81	93698,81	253984,51	128676,46
2026	70504,35	292628,55	363132,90	0,00	0,00	94635,80	94635,80	268497,10	121454,45
2027	74750,25	305829,16	380579,41	0,00	0,00	95582,15	95582,15	284997,26	115105,61
2028	77829,05	319625,25	397454,31	0,00	0,00	96537,97	96537,97	300916,33	108513,45
2029	81046,74	334043,69	415090,43	0,00	0,00	97503,35	97503,35	317587,08	102254,54
2030	84409,58	349112,56	433522,14	0,00	0,00	98478,39	98478,39	335043,75	96317,07
2031	87924,12	364861,19	452785,30	0,00	0,00	99463,17	99463,17	353322,13	90688,99
2032	92897,19	381320,24	474217,43	0,00	0,00	100457,80	100457,80	373759,63	85656,06
2033	96735,97	398521,77	495257,74	0,00	0,00	101462,38	101462,38	393795,36	80578,33
2034	100747,91	416499,27	517247,18	0,00	0,00	102477,01	102477,01	414770,18	75776,96
2035	104940,83	435287,74	540228,58	0,00	0,00	103501,78	103501,78	436726,80	71239,60
2036	113222,90	454923,77	568146,67	0,00	0,00	104536,79	104536,79	463609,88	67522,16
2037	117802,64	475445,59	593248,24	0,00	0,00	105582,16	105582,16	487666,08	63415,90
2038	122588,98	496893,16	619482,15	0,00	0,00	106637,98	106637,98	512844,16	59544,68
2039	127591,24	519308,24	646899,48	0,00	0,00	107704,36	107704,36	539195,11	55896,61

Fuente: Autores

7.3 Indicadores económicos.

Por medio del flujo de caja encontramos los indicadores económicos, los cuales consideran los costos por ingresos y egresos del proyecto.

En los ingresos se considera el costo del m³ de agua que será de 4 dólares, los valores de acometidas domiciliarias e instalaciones de biodigestores. También se considera el ahorro que tendrán los habitantes por motivos de salud.

En los egresos se toma en cuenta costos por mantenimiento y mano de obra.

La diferencia entre los beneficios y costos totales nos dará el flujo de dinero por cada año, se calcula el VAN con la tasa de interés del 12% dando como resultado 45.338,94 para el periodo de 20 años.

Los valores del VAN en todos los años fueron positivos, lo que nos garantiza la rentabilidad del proyecto durante su vida útil, ya que se percibe ingresos durante su operación.

El valor del TIR es de 12,3% cuyo valor no es muy alto, como tasa máxima de interés que pagaría el proyecto.

La relación beneficio costo nos da como resultado 1,02 y al ser mayor que 1,0 nos garantiza que el proyecto es rentable.

Un proyecto asegura su rentabilidad durante los años de operación cuando sus indicadores económicos, VAN es positivo y el B/C es mayor a 1,0.

En la tabla 33 se indica el resumen de los indicadores económicos.

Tabla 33. Indicadores de rentabilidad.

Indicadores económicos	
VAN	45.338,94
VAN beneficios	2'795.074,67
VAN costos	2'749.735,73
TIR	12.3 %
B/C	1,02

Fuente: Autores

El valor del indicador VAN es mayor a cero y el valor de la relación beneficio costo es mayor a 1, el cual nos indica que nuestro proyecto es viable y rentable.

Capítulo VIII

Conclusiones y recomendaciones

8.1 Conclusiones.

- La mejor alternativa de captación para el diseño del sistema de agua potable del Recinto Los Guayabillos es por medio de pozo profundo, aprovechando de la mejor manera los recursos existentes de la zona de estudio.
- Se puede concluir que una vez puesto en marcha el proyecto de agua potable, mejorará la calidad de vida y las condiciones de salud de la población, esto provocará un crecimiento socio – económico en la zona.
- La mejor alternativa para el saneamiento son los biodigestores unifamiliares, estos se instalan longitudinalmente lo que no es necesario escavar en roca, su mantenimiento es sencillo y se lo puede realizar anualmente, disminuyendo considerablemente la contaminación del entorno natural.
- La isla de Santa Cruz tiene gran acogida turística, por lo que para el diseño del proyecto se incrementó un 10 % de población flotante a la actual.
- El periodo de diseño para el sistema de agua potable y saneamiento es de 20 años, tomado de la norma SENAGUA para poblaciones menores a 1000 habitantes.
- Para la potabilización del agua, se diseñó una planta de tratamiento que cuenta con sistemas de aireación, sedimentación, filtración, planta desalinizadora y cloración lo que nos permite tener agua apta para el consumo humano.
- En la parroquia Bellavista, donde se encuentra el sitio del proyecto la capacidad portante del suelo es máximo $3,7 \text{ kg/cm}^2$, para nuestro estudio se adoptó de $2,7 \text{ kg/cm}^2$.

- La red de distribución se la diseño con ayuda del programa water cad, las tuberías serán de PVC con una presión de trabajo de 0.63 Mpa, las cuales cumplen con los parámetros de velocidades y presiones establecidas por las normas.
- El impacto ambiental producido por la construcción del proyecto es el mínimo, por lo tanto, no se tendrá ningún problema en cuanto a este ítem.
- En el análisis económico y financiero consideramos los ingresos y egresos que tendrá el proyecto durante su vida útil, por medio del flujo de caja determinamos los indicadores económicos. Los valores del VAN fueron positivos, el valor de la relación B/C es mayor a uno y el TIR es de 12,3%, por lo tanto, se concluye que el proyecto es rentable y viable, ya que se percibe ingresos durante su operación.

8.2 Recomendaciones.

- Se recomienda que antes de la ejecución del proyecto, se debe realizar un pozo exploratorio con el fin de hacer el análisis físico, químico y bacteriológico del agua, para así corroborar el tratamiento propuesto.
- Se recomienda que el personal que sea asignado para el control de todo el sistema de agua potable como tratamiento y redes sea capacitado, con el fin de no tener problemas de operatividad del sistema.
- Los diámetros de tubería como 50 mm hacia abajo no son muy comerciales en el mercado, peor en la isla, por ende, los accesorios para estas tuberías son escasos y se los consigue bajo pedido, por lo que en caso de algún daño o sustitución de cualquier accesorio sería un problema e incluso se dejaría de abastecer a parte de la red. Por lo tanto, en la práctica se recomienda instalar en la red de distribución diámetros que van desde los 63 mm en

adelante, estos son más comunes por lo que se les encuentra con más facilidad en el mercado.

- Se recomienda que la red de agua potable debe ubicarse al norte y este, siempre al contrario de la red de alcantarillado sanitario.
- En la red de distribución se recomienda instalar en sitios estratégicos válvulas compuerta, que permitirán realizar mantenimientos y arreglos de la red, sin tener que suspender el servicio a toda la comunidad.
- Se recomienda que las acometidas domiciliarias de agua potable con su respectivo medidor de caudal, y los biodigestores sean instalados únicamente donde existan viviendas y no en terrenos baldíos.
- Se recomienda colocar una boca de fuego en la parte baja de la red, que servirá en caso de ser necesario para el vaciado y limpieza de las tuberías, o contribución de un mayor caudal en casos de emergencia.

Referencias

- CÁCERES, D. E. (Agosto de 2017). *Diseño de un sistema de agua potable para el comité de desarrollo comunitario Los Pinos, provincia de Pichincha cantón Mejía*. Obtenido de UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA:
<https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/14520/1/UPS%20-%20ST003169.pdf>
- CGREG. (5 de Abril de 2017). *PLAN DE DESARROLLO SUSTENTABLE Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL*. Obtenido de Concejo de Gobierno del Régimen Especial de Galapagos: https://www.gobiernogalapagos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2017/04/Plan-Galapagos-2015-2020_12.pdf
- ECODEMA. (ENERO de 2016). *Nota informativa sobre filtros biológicos compactos para viviendas*. Obtenido de ECODEMA, Mexico:
https://ecodena.com/descargas/Nota_informativa_sobre_filtros_biologicos_para_viviendas.pdf
- ECOLOGÍA VERDE. (06 de 2019). *Qué es impacto ambiental negativo y positivo con ejemplos*. Obtenido de Ariadna García-Astillero:
<https://www.ecologiaverde.com/que-es-impacto-ambiental-negativo-y-positivo-con-ejemplos-1512.html>
- GADMSC. (14 de 02 de 2012). *SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA PARROQUIA BELLAVISTA, CANTÓN SANTA CRUZ*. Obtenido de GOBIERNO AUTONOMO DESCENTRALIZADO:
http://www.fundargalapagos.org/gadsantacruz/gmscdocs/2012/sectecnica/P_FS_AGUA_POTABLE_BELLAVISTA.pdf

GADMSC. (2014). *TUTELA DELLA SALUTE E PREVENZIONE DAI RISCHI DI INQUINAMENTO ANTROPICO. III ANNO. SANTA CRUZ –GALÁPAGOS. ABRIL.*

GADMSC. (2015). *ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA LA EXTRACCION DE AGUA SUBTERRANEA, A TRAVEZ DE LA PERFORACION DE POZO PROFUNDO, EN LA PARROQUIA DE BELLAVISTA, ISLA SANTA CRUZ – PROVINCIA DE GALÁPAGOS. SANTA CRUZ: Informe CP-002-15.*

Herrero, J. M. (2008). *Biodigestores Familiares: Guía de diseño y manual de instalación. GTZ-Energía Bolivia.* Obtenido de Jaime Martí Herrero:
https://www.researchgate.net/publication/282156621_Biodigestores_familiares_Guia_de_diseno_y_manual_de_instalacion

LARA, A. (MARZO de 2017). *ELABORACIÓN E INTERPRETACIÓN DE LA MATRIZ DE LEOPOLD.* Obtenido de ALEJANDRO LARA:
<https://prezi.com/ksj7ris52knv/elaboracion-e-interpretacion-de-la-matriz-de-leopold/>

LÁRRAGA, P. (ABRIL de 2017). *DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA AUGUSTO VALENCIA, CANTÓN VINCES, PROVINCIA DE LOS RÍOS.* Obtenido de BOLÍVAR PATRICIO LÁRRAGA JURADO:
http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/13464/BOL%c3%8dV%20PATRICIO%20L%c3%81RRAGA%20JURADO_.pdf?sequence=1&isAllowed=y

MAE. (02 de 2012). *NORMA DE CALIDAD AMBIENTAL Y DE DESCARGA DE EFLUENTES : RECURSO AGUA.* Obtenido de Ministerio del Ambiente:
<http://extwprlegs1.fao.org/docs/pdf/ecu112180.pdf>

- PDOTSC. (2012). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Santa Cruz*. Obtenido de Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Santa Cruz (GADMSC): https://www.gobiernogalapagos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/08/PDOT-Santa-Cruz-2012_2_segundo.pdf
- PLASA IWP S. L. (2013). *PLANTA OSMOSIS INVERSA, AGUA CON TDS < 150 ppm*. BARCELONA.
- Rivas, M. (1983). *Abastecimientos de aguas y alcantarillados*. Caracas: Ediciones Vega.
- ROTOPLAS. (Junio de 2013). *Soluciones para mejoras de saneamiento*. Obtenido de Biodigestor autolimpiable: <http://rotoplas.com.ec/wp-content/uploads/2015/02/04-MANUAL-DE-BIODIGESTOR-ROTOPLAS.pdf>
- SENAGUA. (04 de 2014). *NORMA DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DISPOSICIÓN DE EXCRETAS Y RESIDUOS LÍQUIDOS EN EL ÁREA RURAL*. Obtenido de NORMA CO 10.7 - 602 - REVISIÓN: https://www.agua.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/04/norma_rural_para_estudios_y_disenos.pdf
- SENAGUA. (ABRIL de 2014). *NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES*. Obtenido de NORMA CO 10.7 - 601: https://www.agua.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/04/norma_urbana_para_estudios_y_disenos.pdf

U. P. DE CARTAGENA. (Mayo de 2012). *GOLPE DE ARIETE EN TUBERÍAS*.

Obtenido de UNIVERSIDAD POLITECNICA DE CARTAGENA,

ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIERIA AGRONOMICA:

https://georgiusm.files.wordpress.com/2017/12/golpe_de_ariete.pdf

UNATSABAR. (ENERO de 2006). *GUÍA PARA EL DISEÑO DE*

DESARENADORES Y SEDIMENTADORES. Obtenido de UNATSABAR:

<http://www.bvsde.ops-oms.org/tecapro/documentos/agua/158esp-diseno-desare.pdf>

ANEXOS